Національний транспортний університет Міністерства освіти і науки України

Національний транспортний університет Міністерства освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису

ДАХУА ЛАМРІ

УДК 625.725:528.4

ДИСЕРТАЦІЯ

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ УКОСІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ ТА СХИЛІВ (НА ПРИКЛАДІ АЛЖИРУ)

05.22.11 – автомобільні шляхи та аеродроми Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело _____Л. Дахуа

> Науковий керівник – Савенко Вячеслав Якович доктор технічних наук, професор

Ідентичність усіх примірників дисертації Засвідчую Вчений секретар спеціалізованої вченої ради Д 26.059.02 _____О. Ю. Усиченко

Київ – 2021

АНОТАЦІЯ

Дахуа Ламрі. Удосконалення методу розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів (на прикладі Алжиру). – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.22.11 «Автомобільні шляхи та аеродроми» (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Національний транспортний університет, Київ, 2021.

У результаті виконаної дисертаційної роботи здійснено теоретичне узагальнення і нове вирішення науково-прикладної задачі, що полягає в удосконаленні методу Бішопа для розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів для умов Алжиру. Актуальність теми підтверджується передумовами (зсуви, оповзні, наслідки землетрусів), які виникають на дорожній мережі Алжиру. Як і у всіх країнах Середземного моря, Алжир серйозно страждає від небезпеки непередбачуваних зсувів. Останніми роками ці зсуви мають тенденцію до збільшення, що призводить до великих збитків у багатьох секторах економіки країни і, зокрема, в дорожній інфраструктурі.

Також актуальність підтверджується тим, що в умовах Алжиру не існує простого інженерного методу розрахунку стійкості схилів і укосів виїмок чи насипів із комплексним врахуванням сил від дії землетрусів, ґрунтових вод та утримуючих сил від армування.

У дисертаційній роботі було виконано аналіз існуючих методів розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів і отримані такі висновки: методи, які задовольняють всім умовам рівноваги (сил і моментів), такі як точний метод Янбу, Спенсера, Моргенштерна і Прайса, дають точні результати; спрощений метод Бішопа, який задовольняє тільки рівновазі моментів, дає такі ж точні результати, як і вищезгадані, за винятком випадку, коли поверхня ковзання сильно нахилена біля підошви укосу (схилу); коли поверхня ковзання сильно нахилена біля підошви укосу (схилу), вибір методу повинен бути таким, щоб він забезпечував правильний розподіл сил між відсіками; інші методи, які не задовольняють всім умовам рівноваги, можуть бути тільки індикативними; коефіцієнт безпеки (F), що більш визначений 3 рівноваги сил, чутливий до припущень, які застосовуються до сил зсуву між зрізами, ніж коефіцієнт безпеки (F_m), який визначається за моментами рівноваги. З цієї причини краще використовувати метод аналізу, при якому задовольняється момент рівноваги (наприклад, метод Бішопа); всі методи є неточними у випадку, якщо насип розміщений на слабкій основі, оскільки в цій ситуації руйнування насипу відбувається не по зсуву, а під дією сил тяжіння з утворенням тріщин.

Також в результаті аналізу встановлено, що біля 80 % країн Західної Європи і Африки використовують спрощений метод Бішопа. Цей метод використовують для звичайних розрахунків стійкості укосів без урахування різних додаткових впливів, зокрема сейсмічного впливу. З іншого боку, на теперішній час широко застосовуються в практиці цивільного будівництва і у дорожньому будівництві сучасні полімерні, композитні матеріали. Як приклад, можна навести геосинтетичні матеріали, які використовують з різною метою, від розділяння шарів і захисту схилів до їх армування.

Метод армування шляхом включення геосинтетичного матеріалу широко використовується для вирішення проблем покращення характеристик та стійкості конструкцій. Тому для удосконалення методу Бішопа і компенсації негативного впливу сил від ґрунтових вод і сейсмічного впливу, та армування укосу запропоновано ввести в розрахункову схему сили від армування.

Суть удосконалення методу полягає у введенні значень змінних (c') і (ϕ') в критерій руйнування Кулона-Мора з метою врахування втоми ґрунту, параметр (F^s) для врахування впливу сейсмічних зусиль, силу (r) для врахування частини води, що просочилася, і сили (G_{eo}), що виникають при

включенні геосинтетичних шарів в багатокутник сил Бішопа, який повинен бути в рівновазі.

Дія ґрунтових вод на стан зсувного схилу проявляється різними шляхами, викликаючи зміну напруженого стану масиву і фізико-механічних властивостей ґрунтів, а також обумовлюючи розвиток фільтраційних деформацій. Її вплив враховано через розрахунок порового тиску і відповідний коефіцієнт порового тиску, який ще у свій час запропонували Бішоп і Моргенштерн.

Вплив від землетрусів враховували введенням додаткових сил, які діють у горизонтальному і вертикальному напрямах. У нашому методі приймаємо припущення, що фільтраційна і сейсмічна сили є силами зсувними, тобто спрямованими паралельно основі відсіку.

Як результат, ми отримали новий інженерний метод для розрахунку стійкості укосів і схилів;

На основі розробленого методу у дисертаційній роботі розроблена методика розрахунку армованих геотекстилем укосів земляного полотна автомобільних доріг, яка дозволяє робити інженерні розрахунки стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів;

У роботі також було виконане математичне та числове моделювання стійкості укосів і схилів та перевірка адекватності розробленого методу.

Суть числового моделювання полягала у порівнянні на декількох конфігураціях схилів двох підходів до їх стійкості: один – за граничною рівновагою (дуже швидкі обчислення, які, як правило, використовуються в інженерній практиці) і інший – за методом скінчених елементів (більш тривале моделювання, наразі мало використовується при розрахунках стійкості схилів). Для спрощення нами були виконані розрахунки для схилів без урахування ґрунтових вод. При круглоциліндричній поверхні ковзання, як правило, використовують методи граничної рівноваги, такі як метод Бішопа; вони дають задовільні результати і можуть вважатися дуже добре

підтвердженими в однорідної місцевості. Наші результати підтверджують, що обидва підходи – при руйнуванні і деформації – повністю узгоджені.

Були досліджені чотири варіанти утримуючих споруд для схилу ПК 240 + 847 автостради А1. Числовий розрахунок з використанням методу скінченних елементів показує, що посилення укосів геосинтетичними прошарками дає кращу стійкість порівняно з іншими пропозиціями.

Ще однією із задач досліджень була розробка методу застосування географічних інформаційних систем (ГІС) для оцінки стійкості схилів в гірських районах Алжиру. Основна мета цієї частини дослідження полягала в оцінці схильності ґрунтів в районі Ханіфа до зсувів з метою запропонувати альтернативну трасу дороги, менш схильну до таких явищ на основі геоінформаційних систем і розробленого удосконаленого методу Бішопа.

Дослідження проводилося в чотири етапи: 1) інвентаризація зсувів і підготовка інформації про фактори, які можуть бути причиною зсувів (топографія); матеріали: літологія нижніх шарів або поверхневих утворень; землекористування; геоморфологія на основі геологічних карт, супутникових цифрової моделі місцевості; вимірювання опадів і польові знімків, дослідження; 1а) аналітичний розрахунок фактора безпеки за удосконаленим методом Бішопа; 2) рівноваги різних критеріїв з використанням методу відношення частоти; 3) створення карти схильності місцевості для зсувів; 4) затвердження результатів використанням кривої (операційна 3 характеристика приймача) ROC.

Район дослідження характеризувався дуже пухкими поверхневими утвореннями, дуже крутими схилами і середньою сейсмічністю. Аналіз проводиться аналітично і з використанням програмного забезпечення «ArcGIS 10.5». У ході реалізації роботи ми отримали результати в яких вдалось поєднати запропоновані нами залежності для удосконаленого методу Бішопа з детермінованим підходом і ГІС підходом з включенням дестабілізуючих сил, таких як землетруси. Розроблений метод аналізу даних ГІС, на підставі якого побудована карта зсувів в Алжирі на автомобільній дорозі А1 провінція Буйра. Даний метод дозволяє приймати більш точні проектні рішення при проектуванні трас автомобільних доріг в гірських умовах Алжиру. Зокрема, розрахована нова траєкторія траси значно знижує ризики (до 30 %) і втрати дорожньої галузі при зміні траєкторії всього лише в 21 % при обході районів з найбільш високими ризиками виникнення зсувів.

Ключові слова: автомобільна дорога, армування, Бішоп, геосинтетичний матеріал, землетрус, земляне полотно, коефіцієнт безпеки, стійкість, схил, укіс.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. Dahoua L., Usychenko O., Savenko V., Hadji R. Mathematical approach for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments during an earthquake. *Mining Science*. 2018. Vol. 25. P. 207-217. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.5277/msc182501

2. Savenko V., Dahoua L., Hadji R., Zahri F., Ossitchenko E. Application of geochemical, mineralogical and geotechnical methods to site characterization for road construction purposes at A1 highway Northeastern Algeria. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol.7, No 4. P. 3909-3913. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.12331

3. Dahoua L., Savenko V., Hadji R. GIS-based technic for roadsideslope stability assessment: an bivariate approach for A1 East-West highway, North Algeria. *Mining Science*. 2017. Vol. 24. P. 117-127. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.5277/msc172407 4. Dahoua L., Savenko V., Ossitchenko E., Hadji H. Approche mathématique sur la méthode de BISHOP - rôle des géosynthétiques dans la stabilisation du talus du PK (240+847) de l'autoroute A1 (N-E Algérie) mathematical approach on the BISHOP method, role of geosynthetics in slope stabilization, of PK (240 + 847)/A1 highway. *ALGÉRIE ÉQUIPEMENT*. 2019. N°60. P. 06-12.

Статті у фахових виданнях:

5. Dahoua L., Savenko V., Hadji R. Mathematical approach to estimation of the stabilizing effect of geosynthetic floats for the stability of hands. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2020. Вип. 107. С. 23-33.

6. Дахуа Л. Проектування укосів насипів автомобільних доріг армованих геосинтетичними матеріалами з використанням удосконаленого методу Бішопа. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2019. Вип. 106. С. 24-30.

7. Савенко В.Я., Дахуа Л. Определение наиболее эффективного метода расчета устойчивости откосов. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2017. Вип. 101. С. 116-127.

8. Савенко В.Я., Хаджі Р., Дахуа Л. Исследование устойчивости откосов на методами предельного равновесия и конечных элементов. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2017. Вип. 100. С. 284-295.

9. Савенко В.Я., Хаджи Р., Дахуа Л. Обоснование методов определения ґрунтово-геологических характеристик откосов сооружений. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2016. Вип. 97. С. 196-206.

Опубліковані праці апробаційного характеру:

10. Dahoua L., Savenko V., Hadji R., Zahri F. Landslide Susceptibility Mapping Using Analytic Hierarchy Process Method in BBA-Bouira Region, Case Study of East-West Highway, NE Algeria. *Recent Advances in Environmental Science from the Euro-Mediterranean and Surrounding Regions*. Springer International Publishing AG 2018. P. 1837-1840. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-319-70548-4_532 11. Дахуа Л., Ласкорунскій С.В. Геосинтетики в дорожньому будівництві. *LXXI наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : HTY, 2015. С. 141.

12. Дахуа Л. Натурные и лабораторные исследования физикомеханических характеристик ґрунтового массива на участке автомагистрали «Восток-Запад» Алжира для определения коэффициента устойчивости откоса.. *LXXII наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : HTУ, 2016. С. 123-124.

SUMMARY

Dahua Lamri. Improvement of the method for calculating the stability of the escarpments of the road subgrade and slopes (on the example of Algeria). – Qualification scientific paper as a manuscript.

Thesis for the candidate degree of Technical Sciences in specialty 05.22.11 "Highways and airfields" (192 - Construction and civil engineering). - National Transport University, Kyiv, 2021.

As a result of the Thesis, a theoretical generalization and a new solution of the scientific-applied issue, which is to improve the Bishop's method for calculating the stability of the road subgrade escarpments and slopes for the conditions of Algeria was carried out. The relevance of the topic is confirmed by the preconditions (shifts, landslides, consequences of earthquakes) that occur on the road network of Algeria. As in all Mediterranean countries, Algeria is severely affected by unforeseen shifts. In recent years, these shifts have tended to increase, leading to large losses in many sectors of the economy and, in particular, in road infrastructure. The relevance is also confirmed by the fact that in Algeria there is no simple engineering method for calculating the stability of escarpments and slopes of excavations or embankments, taking into account the forces of earthquakes, groundwater and restraining forces of reinforcement.

In the dissertation work the analysis of existing methods of calculation of the stability of the road subgrade escarpments and slopes was carried out and the following conclusions are received: methods which satisfy all conditions of balance (forces and moments), such as: exact method of Yanbu, Spencer, Morgenstern and Price, give accurate results; simplified Bishop's method, which satisfies only the equilibrium of moments, gives the same accurate results as the above, except when the sliding surface is strongly inclined near the sole of the escarpment (slope); when the sliding surface is strongly inclined near the sole of the escarpment (slope), method should be chosen such to ensure the correct distribution of forces between the compartments; other methods that do not satisfy all equilibrium conditions can only be indicative; the safety factor (F), determined from the equilibrium of force, is more sensitive to the assumptions applied to the shear forces between the slices than the safety factor (Fm), which is determined by the equilibrium moments. For this reason, it is better to use the method of analysis, which satisfies the equilibrium moment (for example, Bishop's method); all methods are inaccurate if the embankment is placed on a weak base, because in this situation the embankment is destroyed not by shifting, but under the action of gravity with the formation of cracks.

The analysis also found that about 80% of Western European and African countries use the simplified Bishop's method. This method is used for conventional calculations of slope stability without taking into account various additional influences, in particular seismic influence. On the other hand, modern polymeric and composite materials are currently widely used in the practice of civil construction and road construction. As an example, it can be geosynthetic materials that are used for various purposes, from the separation of layers and protection of slopes to their reinforcement.

The method of reinforcement by including geosynthetic material is widely used to solve issues of improving the characteristics and stability of structures. Therefore, in order to improve the Bishop's method and compensate the negative impact of forces of groundwater and seismic impact, and slope reinforcement, it is proposed to introduce forces of reinforcement into the calculation scheme.

The essence of improving the method is to enter the values of variables (c ') and (φ ') in the Coulomb-Mohr failure criterion to take into account soil fatigue, parameter (Fs) to take into account the impact of seismic forces, force (r) to take into account part of the leaked water, and the forces (Geo) occur from the inclusion of geosynthetic layers in the polygon of Bishop's forces, which must be in equilibrium.

The action of groundwater on the state of the shifting slope is manifested in different ways, causing a change in the stress state of the array and the physical and mechanical properties of soils, as well as causing the development of filtration deformations. Its influence is taken into account by the calculation of pore pressure and the corresponding coefficient of pore pressure, which was once proposed by Bishop and Morgenstern.

The impact of earthquakes was taken into account by the introduction of additional forces acting in the horizontal and vertical directions. In our method the assumption that the filtration and seismic forces are shear forces is accepted, ie directed parallel to the base of the compartment.

As a result, we obtained a new engineering method for calculating the stability of escarpments and slopes;

On the basis of the developed method in the dissertation work the technique of calculation of the geotextile-reinforced slopes of road subgrade which allows making engineering calculations of stability of escarpments of the road subgrade and slopes is developed;

Mathematical and numerical modeling of the stability of escarpments and slopes and verification of the adequacy of the developed method were also performed in the work. The essence of numerical modeling was to compare several configurations of the slopes of two approaches to their stability: one - the limit equilibrium (very fast calculations, which are usually used in engineering practice) and the other - the finite element method (longer modeling, now rare used in calculations of slope stability). To simplify, calculations for slopes without taking into account groundwater were performed. At a round cylindrical sliding surface, as a rule, limit equilibrium methods, such as the Bishop's method, are used; they give satisfied results and can be considered very well confirmed in a homogeneous area. Our results confirm that both approaches - in failure and deformation - are completely consistent.

Four variants of retaining structures for the slope of PC 240 + 847 of the motorway A1 were investigated. Numerical calculation with the use of the finite element method shows that the strengthening of slopes by geosynthetic layers gives better stability compared to other proposals.

Another task of the research was to develop a method of using geographic information systems (GIS) to evaluate the stability of slopes in the mountainous areas of Algeria. The main purpose of this part of the study was to evaluate the predisposition of soils in the Hanifa area to landslides in order to suggest an alternative road route that is less prone to such phenomena based on geographic information systems and the developed improved Bishop's method.

The study was conducted in four stages: 1) inventory of landslides and preparation of information on factors that may be the cause of landslides (topography); materials: lithology of the lower layers or surface formations; land use; geomorphology based on geological maps, satellite images, digital terrain model; precipitation measurements and field research; 1a) analytical calculation of the safety factor according to the improved Bishop's method; 2) equilibrium of various criteria using the method of frequency ratio; 3) creating a map of terrain predisposed to landslides; 4) approval of the results using the curve (receiver operational characteristics) ROC.

The study area was characterized by very loose surface formations, very steep slopes and medium seismicity. The analysis is performed analytically and using the software "ArcGIS 10.5". In the course of the work, obtained results in which successfully combined our proposed dependences for the improved Bishop's method with the deterministic approach and the GIS approach with the inclusion of destabilizing forces, such as earthquakes.

A method of GIS data analysis has been developed, on the basis of which a map of landslides in Algeria on the highway A1 in the Buirae district has been constructed. This method allows making more accurate design decisions when designing highways in the mountainous conditions of Algeria. In particular, the calculated new trajectory of the route significantly reduces the risks (up to 30%) and losses of the road industry when changing the trajectory of only 21% when bypassing the areas with the highest risks of landslides.

Keywords: road, reinforcement, Bishop, geosynthetic material, earthquake, subgrade, safety factor, stability, slope, escarpments.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. Dahoua L., Usychenko O., Savenko V., Hadji R. Mathematical approach for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments during an earthquake. *Mining Science*. 2018. Vol. 25. P. 207-217. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.5277/msc182501

2. Savenko V., Dahoua L., Hadji R., Zahri F., Ossitchenko E. Application of geochemical, mineralogical and geotechnical methods to site characterization for road construction purposes at A1 highway Northeastern Algeria. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol.7, No 4. P. 3909-3913. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.12331

3. Dahoua L., Savenko V., Hadji R. GIS-based technic for roadsideslope stability assessment: an bivariate approach for A1 East-West highway, North Algeria. *Mining Science*. 2017. Vol. 24. P. 117-127. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.5277/msc172407

4. Dahoua L., Savenko V., Ossitchenko E., Hadji H. Approche mathématique sur la méthode de BISHOP - rôle des géosynthétiques dans la stabilisation du talus du PK (240+847) de l'autoroute A1 (N-E Algérie) mathematical approach on the BISHOP method, role of geosynthetics in slope stabilization, of PK (240 + 847)/A1 highway. *ALGÉRIE ÉQUIPEMENT*. 2019. N°60. P. 06-12.

Статті у фахових виданнях:

5. Dahoua L., Savenko V., Hadji R. Mathematical approach to estimation of the stabilizing effect of geosynthetic floats for the stability of hands. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2020. Вип. 107. С. 23-33.

6. Дахуа Л. Проектування укосів насипів автомобільних доріг армованих геосинтетичними матеріалами з використанням удосконаленого методу Бішопа. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2019. Вип. 106. С. 24-30.

7. Савенко В.Я., Дахуа Л. Определение наиболее эффективного метода расчета устойчивости откосов. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2017. Вип. 101. С. 116-127.

8. Савенко В.Я., Хаджі Р., Дахуа Л. Исследование устойчивости откосов на методами предельного равновесия и конечных элементов. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2017. Вип. 100. С. 284-295.

9. Савенко В.Я., Хаджи Р., Дахуа Л. Обоснование методов определения ґрунтово-геологических характеристик откосов сооружений. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2016. Вип. 97. С. 196-206.

Опубліковані праці апробаційного характеру:

10. Dahoua L., Savenko V., Hadji R., Zahri F. Landslide Susceptibility Mapping Using Analytic Hierarchy Process Method in BBA-Bouira Region, Case Study of East-West Highway, NE Algeria. *Recent Advances in Environmental Science from the Euro-Mediterranean and Surrounding Regions*. Springer International Publishing AG 2018. P. 1837-1840. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-319-70548-4_532

11. Дахуа Л., Ласкорунскій С.В. Геосинтетики в дорожньому будівництві. *LXXI наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : HTY, 2015. С. 141.

12. Дахуа Л. Натурные и лабораторные исследования физикомеханических характеристик ґрунтового массива на участке автомагистрали «Восток-Запад» Алжира для определения коэффициента устойчивости откоса.. *LXXII наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : HTУ, 2016. С. 123-124.

3MICT

ВСТУП	. 18
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ	23
1.1 Характеристика Алжиру та району дослідження	23
1.1.1 Загальні відомості	23
1.1.2 Загальна характеристика області дослідження	23
1.1.3 Клімат	25
1.1.4 Сейсмічність Північного Алжиру	26
1.2 Аналіз методів розрахунку стійкості укосів	29
1.2.1 Аналіз методів відсіків	29
1.2.2 Аналіз застосування методів скінчених елементів для розрахунку	
стійкості укосів	41
1.3 Аналіз теоретичних та експериментальних досліджень взаємодії геосинтетичних матеріалів з ґрунтом	43
1.4 Аналіз застосування геоінформаційних систем для оцінки стійкості	
схилів	51
Висновки по розділу	54
РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ УДОСКОНАЛЕННЯ	
МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ СТІИКОСТІ УКОСІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	A 55
2.1 Обгрунтування вибору методу Бішопа	55
2.2 Врахування впливу ґрунтових вод	57
2.3 Врахування положень припущення Терцагі	59
2.4 Врахування впливу негативного тиску порової води	62
2.4 Критерій руйнування	65
2.5 Врахування впливу вмісту води в дрібнодисперсних ґрунтах	66
2.6 Врахування впливу сейсмічних навантажень	67
2.6.1 Сейсмо-тектонічна характеристика району дослідження	67
2.6.2 Сейсмічний нормативний поділ області дослідження	69
2.6.3 Розрахункові залежності для врахування дії сейсмічних сил	70
2.7 Врахування армування укосу	75
2.8 Математична модель удосконаленого методу Бішопа	76
2.8.1 Спрощений метод Бішопа	76

2.8.2 Удосконалений метод Бішопа 7	77
2.8.3 Розрахунок армуючого зусилля в геосинтетичному матеріалі	79
2.9 Розробка методу застосування географічних інформаційних систем для	Ł
оцінки стійкості схилів 8	31
2.9.1 Загальні положення 8	31
2.9.2 Просторова оцінка схильності до зсувів	33
2.9.3 Статистичний підхід до розрахунку стійкості схилу ділянки дороги А	1
	34
Висновки по розділу 8	37
РОЗДІЛ З МАТЕМАТИЧНЕ ТА ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТІЙКОСТІ УКОСІВ І СХИЛІВ	: 38
3.1 Особливості ґрунтових умов Алжиру 8	38
3.1.1 Загальні положення 8	38
3.1.2 Вапнякові туфи 8	39
3.1.3 Гіпсові туфи 8	39
3.1.4 Змішані туфи9) 0
3.1.5 Утворення карбонатних туфів 9) 0
3.1.6 Використання туфів при будівництві дорожніх одягів	€1
3.2 Геохімічна, мінералогічна і геотехнічна характеристики досліджуваної	•
ділянки9) 4
3.2.1. Геотехнічна характеристика) 4
3.2.2 Мінералогічна характеристика) 6
3.2.4 Аналіз за допомогою інфрачервоної спектроскопії (FTIR)) 7
3.2.5 Хімічний аналіз ґрунту9) 9
3.3 Характеристика рельєфу в районах дослідження 10)0
3.3.1 Деформації ґрунтів в місці дослідження 10)0
3.3.2 Геоелектричний профіль (Томографія) 10)1
3.4 Числове моделювання 10)3
3.4.1 Вступ 10)3
3.4.2 Детермінований підхід до стійкості схилів на Автомагістралі А1 10)4
3.4.3 Геотехнічні характеристики 10)7
3.4.4 Аналіз стійкості укосу проти ковзання11	11
3.4.5 Заходи з підвищення стійкості укосу11	13

16

	17
3.4.6 Результати моделювання	115
Висновок по розділу	122
РОЗДІЛ 4 РЕКОМЕНДАЦІЇ З ПРАКТИЧНОГО ВИКОРИСТАННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ	123
4.1 Метод проектування армованих геосинтетичними матеріалами насипів автомобільних доріг з використанням удосконаленого мето Бішопа	укосів ду 123
4.1.1 Основні положення	123
4.1.2 Методика розрахунку	123
4.2 Достовірність розробленого методу	131
4.3 Впровадження геоінформаційних систем для побудови карти зс гірських районах Алжиру	увів в 133
4.3.1 Збір даних	133
4.3.2 Методологія підходу	135
4.3.3 Результати розрахунку	142
4.3.4 Напівкількісний підхід до оцінки стійкості ділянки ПК 235 / П автомагістралі А1	K 245) 147
4.3.5 Методологія	148
4.3.6 Встановлення факторів	148
4.3.7 Розробка матриці порівняння	153
Висновок по розділу	155
ВИСНОВКИ	156
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	158
ДОДАТОК А ПРИКЛАД РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКІВ	171
ДОДАТОК Б АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ	185
ДОДАТОК В СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ	
ДИСЕРТАЦІЇ	189

ВСТУП

Актуальність роботи. Забезпечення стабільності транспортної інфраструктури (автомобільної дороги, залізниці тощо), розуміння причин і механізмів нестабільності ïχ та знаходження ефективних рішень попередження руйнувань мають важливе значення для їх безперебійної роботи і, як наслідок, успішного економічного і соціального розвитку будьякого регіону. Як і у всіх країнах Середземного моря, Алжир серйозно страждає від небезпеки непередбачуваних зсувів. Останніми роками ці зсуви мають тенденцію до збільшення, що призводить до великих збитків у багатьох секторах економіки країни і, зокрема, у дорожньому господарстві. У північно-західному регіоні провінції Бордж-Бу-Арірель і на північному сході провінції Буйра останнім часом зазнали руйнувань декілька міст і сіл (осідання ґрунту, зсуви, падіння каменів та брил тощо). У дорожній інфраструктурі міст Аомар, Кадір, Айн-Турк, Аіт-Лазиз, Ібурассен, Іфулухіен, Іалуахен, Маалла, Ігіль Оуманчар і Тагзут щорічно реєструють значні руйнування і матеріальні затрати на ліквідацію цих руйнувань особливо після значних опадів чи землетрусів. Відсутність фундаментальних досліджень про вплив зсувів на основні траси доріг на північному сході Алжиру, обумовили напрямок досліджень.

Незважаючи на весь досвід, накопичений за останні десятиліття, проектування насипів на схилах або на нестійких ґрунтах, наразі в Алжирі, викликає проблеми, які пов'язані з особливістю клімату, геотехнічними характеристиками ґрунтів. Одним із перспективних шляхів вирішення цієї проблеми є застосування армування схилів і укосів земляного полотна автомобільних доріг геосинтетичними матеріалами.

Проте в умовах Алжиру не існує простого інженерного методу розрахунку стійкості схилів і укосів виїмок чи насипів із комплексним врахуванням сил від дії землетрусів, ґрунтових вод та армування. Таким чином, актуальність роботи обумовлена необхідністю вирішення цієї задачі, а також використання геоінформаційних систем, що дозволить на стадії проектування обгрунтувати найбільш оптимальні варіанти проходження трас автомобільних доріг з урахуванням стійкості земляного полотна.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами

Наукові результати одержані у процесі виконання науково-дослідних робіт кафедрою транспортного будівництва та управління майном Національного транспортного університету: «Удосконалення системи управління станом автомобільних доріг та методів їх оцінки» (реєстраційний 0116U002491); «Розроблення сучасних методів проектування, номер будівництва та експлуатації дорожніх конструкцій, транспортних споруд та інженерних мереж земляного полотна» (реєстраційний номер 0114U006496).

Мета і завдання дослідження. Метою роботи є удосконалення методу Бішопа на підставі врахування сил порового тиску ґрунтових вод, сейсмічних сил і армування геосинтетичними матеріалами для розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів.

Для досягнення мети були поставлені наступні завдання:

• виконати аналіз існуючих методів розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг і схилів та армування їх геосинтетичними матеріалами;

• удосконалити спрощений метод Бішопа за рахунок врахування сейсмічних сил, сил порового впливу ґрунтових вод, армування геосинтетичними матеріалами і на його підставі удосконалити метод проектування ґрунтових споруд, які армовані цими матеріалами;

• провести числове моделювання з використанням методу скінчених елементів та розрахунки стійкості укосів і схилів, з метою обґрунтування доцільності використання армованих геосинтетиками конструкції;

• на основі запропонованого удосконаленого методу Бішопа розробити методику розрахунку армованих геосинтетичними матеріалами укосів земляного полотна автомобільних доріг;

• на основі розробленого удосконаленого методу Бішопа та геоінформаційних систем обґрунтувати карту зсувів для автомобільної дороги A1 (провінція Буйра, Алжир).

Об'єкт дослідження: забезпечення стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів.

Предмет дослідження: удосконалення методу Бішопа для розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів, які армовані геосинтетичними матеріалами.

Методи дослідження. Аналітично-експериментальні з використанням положень теорії граничної рівноваги ґрунтів та критерію міцності Кулона-Мора; числове моделювання; методи математичної статистики; геоінформаційні системи.

Наукова новизна отриманих результатів:

• удосконалено спрощений метод Бішопа, який дозволяє враховувати сили від армування, землетрусів і порового тиску ґрунтових вод;

• удосконалено метод проектування ґрунтових споруд, армованих геосинтетичними матеріалами на основі розробленого удосконаленого методу Бішопа;

• на основі застосування методу аналізу даних геоінформаційних систем та удосконаленого методу Бішопа запропоновано новий підхід до вибору напрямку траси автомобільної дороги в гірських районах.

Практичне значення одержаних результатів полягає в тому, що розроблена методика розрахунку укосів земляного полотна автомобільних доріг, які армовані геосинтетиками з використанням методом Бішопа, яка дозволяє обґрунтовувати армоґрунтові конструкції для забезпечення стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів.

Використання методу аналізу даних геоінформаційних систем та удосконаленого методу Бішопа дозволяє визначати раціональне положення траси автомобільної дороги. Результати дисертаційної роботи впроваджені в проекті на проектування автомобільної дороги А1 від ПК 235 до ПК 245 місто Ханіф, провінції Буйра. У навчальний процес на кафедрі наук про Землю (інститут архітектури та наук про Землю) університету Ферхата Аббаса СЄТИФ 1 (Алжир). У навчальний процес Національного транспортного університету при викладанні дисципліни «Механіка земляного полотна» та в дипломному проектуванні для студентів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія, ОП «Автомобільні дороги, вулиці та дороги населених пунктів».

Особистий внесок здобувача

Дисертаційна робота € результатом самостійного наукового дослідження автора. Особистий внесок здобувача в публікаціях із співавторами полягає в: [1] – обґрунтуванні сил і впливів, що дозволило удосконалити метод Бішопа; [2] – отриманні результатів дослідження грунтів; [3] – в опрацюванні даних і побудові нової траєкторії траси автомобільної дороги А1; [4] – отриманні залежностей розрахунку коефіцієнта безпеки; [5] – отриманні основних розрахункових залежностей; [7] – виконано аналіз різних методів розрахунку стійкості; [8] – виконано розрахунки за допомогою програми Plaxis; [9] – в опрацюванні даних грунтово-геологічних досліджень; [10] – в опрацюванні даних ГІС і побудові карт; [11] – обґрунтуванні застосування геосинтетиків у дорожньому будівництві.

Апробація результатів дисертації

Основні положення дисертаційної роботи були представлені: на наукових конференціях професорсько-викладацького складу Національного транспортного університету $N \otimes N \otimes 71-73$ в 2015-2017 рр.; на міжнародних: The 1 International Symposium (WREIANA 2017) Water Resources and Environmental Impact Assessment in North Africa, 24-26 March, 2017 Gafsa; 1 Séminaire National Géologie, Geotechnique et Georessources, 8-9 Novembre 2017, Jijel; Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration EMCEI 2017, 22-25 November 2017, Sousse, Tunisia; 4 Colloque International :Les

Géosciences au Service du Développement Durable, 22 November, 2018, Tebessa; 2 Colloque International sur la Geologie de la Chaine des Maghrebides et des Regions Voisines, 05 Decembre 2018, Setif; The International Association of Water Resources in the Southern Mediterranean Basin WREIANA 2019, 25-27 March 2019, Sousse, Tunisia.

Публікації. За матеріалами дисертації опубліковано 12 праць: 4 статті у виданнях іноземних держав, З з яких у виданнях, які включено до міжнародної науково-метричної бази Scopus [1-3], 5 статей у наукових фахових виданнях України, одна з яких – одноосібна [6], 3 праці апробаційного характеру, одна з яких включена до міжнародної науковометричної бази Scopus [10].

Структура й обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел (122 найменування) та 3 додатків. Основний текст викладений на 130 сторінках. Текст ілюструється 56 рисунками і 15 таблицями.

РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ

1.1 Характеристика Алжиру та району дослідження

1.1.1 Загальні відомості

Алжирська Народна Демократична Республіка найбільша за площею країна Африки площею 2,4 млн км²;

- має понад 41 мільйонів жителів, з щільністю 17 жителів/км²;

- дорожня мережа Алжиру залишається однією з найбільш щільних на африканському континенті, її довжина становить 133 741 км;

- найбільша щільність мережі доріг в північній частині країни, дуже низька в регіонах гірської місцевості і на півдні зводиться до кількох доріг.

Характеристика дорожньої мережі Алжиру наведена в таблиці 1.1 та на рисунку 1.1.

Клас	Довжина	Співвідн	Покриття	Співвідношення	2х2 смуг	3 смуги і
	(км)	ошення	(км)	Покриття	(км)	більше
		(%)		(%)		(км)
Автомагістралі	1 145	0,9	1 145	100	13	1 132
Швидкісні дороги	3 400	2,5	3 400	100	3 168	232
Національні	30 932	23,1	29 430	95	2 580	320
дороги						
Регіональні	27 356	20,5	24 950	91	173	-
дороги						
Місцеві дороги	70 908	53,0	43 000	61	21	
Всього	133 741	100	101 925	80%	5 942	

Таблиця 1.1 – Характеристика дорожньої мережі Алжиру

1.1.2 Загальна характеристика області дослідження

Область дослідження займає стратегічне місце в Північно-Східному Алжирі. Вона знаходиться на 180 км на схід від столиці Алжиру, розташована між провінціями Борж Буаріріж і Буйра, обмежується на півночі містом Беджая, на сході – Сетиф, на півдні – М'сіла і на заході – Бумердес. Оточена трьома колосальними гірськими складками Джурджура, Біба та Бабор (рис. 1.2).



Рисунок 1.1 – Автомобільні дороги Алжиру

Межує із розломом, який продовжується на захід до столиці Алжиру. Це молода геоморфологія – в Африці від альпійських і піренейських складок на півночі, які почалися близько п'ятдесяти мільйонів років тому. Вони є частиною великого гірського ансамблю, який перетинає Північну Африку і продовжується у Марокко через Атлаські гори, які виникли від зіткненням африканських і європейських тектонічних плит. Це пояснює їх рельєф. Вони продовжують рости в результаті зближення тектонічних плит Африки і Європи. Регіон характеризується континентальним кліматом, в якому переважають високі температури влітку і дуже низькі взимку, одні з найнижчих в Алжирі. Річна кількість опадів становить 300-800 мм.



Рисунок 1.2 – Географічне розташування області дослідження

1.1.3 Клімат

Прогнозні дослідження глобальних змін клімату протягом поточного сторіччя очікують серйозних змін в усьому басейні Середземного моря, особливо в північній частині Алжиру.

Ці зміни можуть негативно вплинути на нестійку рівновагу гірських районів, до яких відноситься наша область досліджень. Жорсткість кліматичних умов та недостатній захист рослинного шару є причиною механічної ерозії, фізико-хімічних та біохімічних змін та, як наслідок, посилення процесів деградації земель і ефекту посилення гравітаційних зсувів.

За своїм широтним положенням і фізико-географічними контрастами, район дослідження знаходиться в перехідній зоні між Середземноморським басейном, Атласом Телль та високогір'ям (гірська місцевість), де сходяться і зустрічаються м'які західні повітряні маси та теплі сахарські повітряні маси.

Цей клімат знаходиться під впливом проникнення морських потоків всередині материку взимку, а влітку – вітрів Сірокко. Ці відмінності мають вирішальне значення в нерівномірності просторового розподілу опадів.

Таким чином, область характеризується суб-вологим кліматом з жарким і сухим літом (в серпні 26,58 °C), та холодним і вологим взимку (9,35 °C в січні). Середня кількість опадів (2000-2018 рр.) перевищує 607,25 мм/рік, зазвичай, розподіляється регулярно до квітня, з внеском короткочасного дощу в серпні. Потенціал випаровування оцінюється в 849,79 мм/рік. Це призводить до великої кількості опадів, які можуть випадати за один день, і невизначеною кількістю через місяць. Крім того, існує ряд морозних днів, які збільшуються з півночі на південь.

Взимку, переважають Північно-західні вітри, з заходу, переважно, з дощами. Восени вітер, що дує всередину, виявляє пом'якшувальну дію на температуру. Навесні напрямок вітру стає північно-східним.

Вітри Сірокко дують з південного заходу близько 20 днів на рік влітку. Ця ситуація є наслідком дефіциту водного балансу.

Аналіз омбротермічної діаграми області дослідження визначає вологий сезон, протяжність якого від жовтня до середини травня, сухий період – протягом іншої частини року.

1.1.4 Сейсмічність Північного Алжиру

Сейсмічність в північній частині Алжиру є тектонічним ефектом, що є результатом зближення Африканської та Євроазіатської плит. Генерує більш розподілену деформацію з півночі на південь, виявляючись, таким чином, в різних геологічних областях. Однією з відмінних рис цієї сейсмічності є її концентрація в східній області Алжиру (68% в східно-центральному районі і 32% в західно-центральному). Вона характеризується значними сейсмічними проявами, але зі слабкими і помірними силами, в основному викликаними розломами зі зсувами. Ці сейсмічні явища, які призвели до катастрофічних наслідків, показали вразливість Алжиру сейсмічним ризикам (Abacha, 2018).

Концентрація сейсмічності показує два періоди. В першому періоді (1900-1999 рр) характеризувався 174 подіями, було зареєстровано 23 сейсмічні події з M ≥ 5 найбільший з яких залишається землетрус 27 жовтня 1985 рік з М = 6,0 у місті Костянтин, яке призвело до загибелі 10 людей. Також слід відмітити, що землетрус магнітудою 5,5 м. Берхума 12 лютого 1946 р. викликав найбільшу кількість смертей (не менше як 277 осіб) в цей період. Друга подія з точки зору людських жертв – це землетрус м. Мелуза 21 лютого 1960, в результаті якого загинули 47 осіб. У другому періоді (2000-2013 подіями, pp.) характеризувався 4784 було зареєстровано 10 сейсмічних подій з M ≥ 5, з них 9 відбувалися на одній і тій же ділянці, поширюючись з (1) району Бені Ільмане, де були зафіксовані послідовно 3 сейсмічні поштовхи у 2010 році до (7) району Бежая, де в 2012 і 2013 роках два землетруси з 3 послідовних поштовхів були зареєстровані. Між цими двома регіонами слід відмітити три землетруси: 18 серпня 2000 р. і 20 березня 2006 р. в районі Бабор та землетрус Бені-Уартілан 10 листопада 2000 р в районі Soummam.

Всі вищезгадані події ілюструють сейсмічний характер досліджуваної області, яка відноситься до перехідної зони. Більшість землетрусів, що були зареєстровані в цьому регіоні, не перевищували магнітуду п'ять балів за шкалою Ріхтера, що обмежує область дослідження в межах діапазону прискорення від 0,4 м/с² до 1,6 м/с² (GSHAP, 1999) (табл. 1.2, рис. 1.3 і рис. 1.4).

Місце	Рік	Амплітуди	Загиблих	Зруйновано будівель
Boumerdes	2003	6,8	2 200	128 000
Ain temouchent	1999	5,5	25	600
Mascara	1994	5,6	171	751
Tipaza	1989	6,1	35	4 116
Chlef (Эль-Аснам)	1980	7,3	2 633	20
Chlef (Эль-Аснам)	1954	6,7	1 243	20 000

Таблиця 1.2 – Землетруси та пошкодження



Номера відповідають події, що наведена в табл. 1.2

Рисунок 1.3 – Розподіл епіцентрів основних землетрусів (M ≥ 5) на північному сході Алжиру



Рисунок 1.4 – Сейсмічність північно-східної частини Алжиру з 1900 рік по 2013 рік

1.2 Аналіз методів розрахунку стійкості укосів

1.2.1 Аналіз методів відсіків

Аналіз стійкості природних схилів або штучних укосів є однією з основних проблем в геотехніці. Оцінка реальної небезпеки від можливості ковзань, є складною проблемою, особливо в разі, коли дані є обмеженими або маловідомими.

Вивченню аналізу стійкості укосів і схилів присвячені роботи багатьох авторів, за прізвищем багатьох із них названі відповідні методи розрахунку: Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern & Price, Fredlund & Krahn, Nash, Duncan, Г.М. Шахунянц, М.М. Маслов, Берер, Вольт, Н.М. Герсеванов, Л.К. Гінзбург, М.Н. Гольдштейн, Н.А. Цитович, А.Г. Дорфман, В.В.Соколовський, P.P. Чугаєв, Д. Тейлор, І.В. Федоров, А.Л. Можевітінов і багато інших.

Більшість методів розрахунку стійкості схилу (укосу) ґрунтуються на положеннях теорії граничної рівноваги. При цьому ґрунтовий масив розглядається з точки зору критерію міцності Кулона-Мора, згідно з яким руйнування ґрунту відбувається у вигляді зсуву по поверхні з найменшою несною здатністю. Міцність ґрунтового масиву визначається його міцнісними характеристиками: зчепленням і кутом внутрішнього тертя, при цьому деформаційні характеристики в розрахунках за першим граничним станом не враховуються. Рішення такого роду задач забезпечується зв'язком між нормальними і дотичними напруженнями.

Стосовно до даного підходу було запропоновано дві схеми граничного стану, відповідно до яких розроблено дві групи методів оцінки стійкості грунтового масиву. У методах однієї схеми граничного стану передбачається, що у всіх точках потенційно нестійкою частини ґрунтового масиву одночасно виникає граничний напружено-деформований стан, що підкоряється закону Кулона-Мора [16].

Створення сучасної теорії граничного напруженого стану ґрунту і розроблення на її основі загального методу оцінки стійкості здійснено з 1939 р по 1960 р фундаментальними працями В.В. Соколовського [14].

Однак, як відзначав П.Л. Іванов [11] та ін., стан граничної рівноваги в усіх точках ґрунтового масиву майже ніколи не може реалізуватися.

Недоліком методів цієї групи, поряд з умовністю розрахункових передумов, є складність і громіздкість одержуваних розрахункових залежностей, що призводить до неможливості розробки прийнятних практичних способів розрахунку, що дозволяють враховувати фільтраційні сили, неоднорідність будови ґрунтового масиву, його складні обриси, дію сейсмічних сил і інші чинники, ускладнюють розрахунок, зазвичай зустрічаються в практиці. Тому ці методи не набули широкого поширення в розрахунковій практиці.

У методах іншої схеми граничного стану передбачається, що граничний опір зсуву ґрунтом досягається лише на поверхні зсувів, що відокремлює тіло обвалення від іншої, стійкої частини ґрунтового масиву.

Для оцінки стійкості при вирішенні плоскої задачі методами цієї групи використовують три рівняння граничної рівноваги. Оскільки завдання в такій постановці є статично невизначеним, для розв'язання його необхідно ввести будь-яку додаткову умову, що зв'язує невідомі функції. Залежно від цієї умови, що доповнює рівняння рівноваги, методи цієї групи можна розділити на методи монолітного тіла і методи відсіків.

Методи монолітного тіла. До даних методів належать метод нескінченного укосу і методи монолітного тіла. У даний час їх мало використовують на практиці. Методи монолітного тіла набагато більш універсальні в порівнянні з методом нескінченного укосу і застосовні до більш широкого спектру завдань. Що стосується геометричної форми розрахункової поверхні зсуву ґрунту, то її можна задавати: а) у формі дуги кола («дуги зсуву» ґрунту); б) у вигляді поверхні, утвореної двома або кількома площинами. Відповідно до цього можна розрізняти два методи розрахунку стійкості укосів, в основу яких покладено модель отверділого відсіку ґрунту: 1) метод круглоциліндричних поверхонь зсуву і 2) метод плоских поверхонь зсуву. Треба підкреслити, що відсік обвалення, обмежений знизу дугою кола, завжди може бути розрахований за методом плоских поверхонь, оскільки дуга кола з деяким прийнятним наближенням завжди може бути замінена ламаною лінією.

Розглядати відсік обвалення як єдине тверде (монолітне) тіло вперше (в 1936 р) запропонував А.І. Іванов [20]. Після А. І. Іванова з такою ж пропозицією в м виступив Д. Тейлор, який дав правильну систему сил, що діють на даний відсік обвалення. Надалі, відсік обвалення як монолітне тіло розглядали У.А. Тер-Аракелян, О. Фрейлих, М. Како і ін. [20].

Ці методи придатні тільки для оцінки стійкості однорідних укосів, що завантажені власною вагою. Їх практично неможливо поширити на випадки більш складної будови укосу, дії фільтраційних і сейсмічних сил. Крім того, цей спосіб вимагає відносно великої обчислювальної роботи.

За останні десятиліття було розроблено цілий ряд різних способів розрахунку стійкості схилів (укосів), що базуються на поділі зсувного тіла на відсіки. В основному, всі вони схожі між собою. Відмінності між методами полягають в тому, які прийняті допущення, як проводиться врахування сил діючих на кордоні сегментів і як задається взаємовідношення між зсувними і перпендикулярними силами на межі відсіків.

При загальному підході методи відсіків можна розділити на три основні типи залежно від числа рівнянь рівноваги, які задовольняються в тому чи іншому методі: методи, що задовольняють загальній рівновазі моментів (В. Фелленіуса, А. Бішопа), методи, що задовольняють загальній рівновазі сил (Г. М. Шахунянца, Г. Крея, Маслова-Берера) і методи, які задовольняють загальній рівновазі моментів і сил (Н. Янбу, Н. Моргенштейн і В. Прайса, Е. Спенсера).

Ще однією істотною ознакою, за якою розрізняють методи розрахунку стійкості, є врахування сил. Виділяють три категорії залежно від того, чи враховують методи:

• тільки основні сили;

• основні сили і горизонтальні сили взаємодії відсіків;

• основні сили, вертикальні і горизонтальні сили взаємодії між відсіками.

На рисунку 1.9 [20] представлено загальну розрахункову схему для методів, за якими передбачається, що нестійка частина ґрунтового масиву обмежена знизу круглоциліндричною поверхнею (методи Терцагі, Крея, вагового тиску та ін.).

На виділений *i*-й елемент тіла обвалення шириною b_i діють сили: G_i – вага елемента, що включає вагу ґрунту і води в порах; W_{i-1} і W_i – рівнодійні тиску води, що діє по бічних гранях елемента, що розглядається; u – тиск води, що діє на підошву елемента; T_{i-1} і T_i – вертикальні складові сили взаємодії між елементами; E_{i-1} і E_i – горизонтальні складові сили взаємодії між елементами; σ_i і τ_i – відповідно нормальні та дотичні напруження, що діють по підошві елемента.



1 – профіль поверхні, що обмежує грунтовий масив, 2 – профіль поверхні обвалення (дуга окружності), 3 – профіль поверхні грунтових вод

Рисунок 1.9 – Загальна розрахункова схема для методів, які використовують круглоциліндричні поверхні ковзання: а – профіль грунтового масиву; б – схема сил, що діють на довільний елемент тіла обвалення

У методі Терцагі [20, 24] прийнято $E_{i-1} = E_i = T_{i-1} = T_i = 0$, а також вважається, що сили W_{i-1} , W_i та горизонтальна складова тиску ul_i взаємно врівноважені, тобто

$$W_i - W_{i-1} = u l_i \sin \alpha_i, \tag{1.1}$$

33

де *l_i* – довжина профілю підошви *i*-го елемента.

Схема сил, що враховуються в цьому методі та діють на довільний *i*-й елемент, представлена на рисунку 1.10.



Рисунок 1.10 – Схема сил, що діють на *і*-й елемент у методі Терцагі

Коефіцієнт запасу визначається як відношення моменту граничних реактивних сил $M_{\rm n}$ до моменту діючих реактивних сил $M_{\rm d}$, що врівноважують момент активних сил $M_{\rm a}$. Ці моменти підраховують відносно горизонтальної осі круглоциліндричної поверхні, яка обмежує тіло обвалення:

$$k = \frac{M_{\pi}}{M_{\pi}} = \frac{\int_{l} r \tau_{\pi p} dl}{\int_{l} r \tau dl},$$
(1.2)

де т_{пр} – граничні дотичні напруження;

т – діючі дотичні напруження;

l – довжина дуги кола радіусом *r* (профілю поверхні зсуву).

З рівняння рівноваги проекцій сил на нормаль до підошви елемента отримують вираз для визначення нормального зусилля, що діє на підошву *i*-го елемента:

$$\sigma_i l_i = (W_i - ub_i) \cdot \cos \alpha_i. \tag{1.3}$$

34

Допущення $T_{i-1} = T_i = 0$ вказує на те, що вертикальні площадки є головними, і, як наслідок, переміщення відсіків один відносно одного відсутнє.

Дотичне напруження по підошві елементу досягає свого граничного по Кулону значення, яке при діючому нормальному напруженні σ_i визначається залежністю:

$$\tau_{npi} = \sigma_i \mathrm{tg} \varphi_i + c_i, \tag{1.4}$$

де tg ϕ_i , c_i – параметри механічної міцності ґрунту для і-го елемента.

Рівняння рівноваги моментів активних і реактивних сил щодо центра кола, що обмежує профіль тіла обвалення, має вигляд:

$$M_{\rm a} - M_{\rm g} = r \sum_n W_i \sin\alpha_i - r \sum_n \tau_i l_i = 0. \tag{1.5}$$

Коефіцієнт запасу в методі Терцагі визначають залежністю:

$$k = \frac{M_{\pi}}{M_{a}} = \frac{\sum_{n} [(W_{i} - ub_{i})\cos\alpha_{i}tg\varphi_{i} + c_{i}l_{i}]}{\sum_{n} W_{i}\sin\alpha_{i}}.$$
(1.6)

У методі Крея [20, 24] прийнято допущення: сили взаємодії між елементами тіла обвалення мають горизонтальний напрямок, тобто передбачається, що $T_{i-1} = T_i = 0$. Отже і в цьому методі передбачається, що вертикальні площадки є головними, а переміщення відсіків один відносно одного відсутнє.

Рівняння рівноваги проекцій сил на вертикальну вісь для кожного відсіку має вигляд:

$$W_i - \tau_{\text{np}i} l_i \sin \alpha_i - \sigma_i l_i \cos \alpha_1 - u l_i \cos \alpha_i = 0.$$
(1.7)

У методі Крея коефіцієнт запасу стійкості визначається або з рівняння рівноваги моментів сил щодо центру дуги кола (метод моментів), або з рівняння рівноваги проекцій сил на горизонтальну вісь (метод сил).

Слід зазначити, що на практиці часто використовується перший варіант, тобто коефіцієнт запасу визначається з рівняння рівноваги моментів. Що стосується другого варіанту, він мало застосовується, тому що в ньому не дотримується умова рівноваги моментів. У разі рівності нулю вектора сил це призводить до необмеженого зростання плеча сили взаємодії в нижній частині тіла обвалення укосу.

З огляду на $\tau_{npi} = \sigma_i tg\phi_i + c_i$, $l_i \cos\alpha_i = b_i$, після перетворення (1.7) отримано вираз для визначення нормальних зусиль, що діють в граничному стані по поверхні обвалення.

Вираз для визначення коефіцієнта запасу в методі Крея за першим варіантом має вигляд:

$$k = \frac{M_{\rm p}}{M_{\rm a}} = \frac{\int_l r \tau_{\rm np} dl}{\int_l r \tau_{\rm a} dl} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(W_i - ub_i) \sin\varphi_i + c_i b_i \cos\varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin\alpha_i}.$$
 (1.8)

Метод Фелленіуса широко використовувався протягом багатьох років, оскільки він дуже простий для проведення розрахунків вручну. Цей метод, який можна застосовувати також для неоднорідних укосів, призначений тільки для круглоциліндричних поверхонь ковзання. У методі Фелленіуса, так же як і в методі Терцагі, не враховуються сили взаємодії між елементами, тобто $E_i = T_i = 0$ (див. рис. 1.9). З рівняння рівноваги проекцій сил на напрям нормалі до підошви елемента маємо:

$$N_i = W_i \cdot \cos \alpha_i. \tag{1.9}$$

Ефективне нормальне напруження, що діє на підошву даного елемента, визначається виразом:

$$\sigma_i = \frac{W_i \cdot \cos \alpha_i}{l_i} - u. \tag{1.10}$$

36

Дотична сила до підошви елемента *Т*_{*pi*} визначається виразом:

$$T_{pi} = \frac{c_i l_i + (N_i - ul_i) tg\varphi}{k} = \frac{c_i l_i + (W_i \cos\alpha_i - ul_i) tg\varphi}{k}.$$
(1.11)

Коефіцієнт запасу обчислюється з рівняння рівноваги моментів сил відносно центра кола, що обмежує профіль тіла обвалення:

$$k = \frac{\sum_{n} [c_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u l_i) t g \varphi]}{\sum_{n} W_i \sin \alpha_i}.$$
 (1.12)

Багатокутник сил не врівноважений (рис. 1.11).



Рисунок 1.11 – Багатокутник сил для методу Філленіуса

У 1955 р А. Бішоп запропонував спрощений метод [36], в якому передбачається, що сили взаємодії між елементами мають нормальний напрямок, тобто *T_i*=0 (див. рис. 1.9).

Із рівняння рівноваги проекцій сил на вертикальну вісь, маємо:

$$N_i \cos \alpha_i = W_i - T_{pi} \sin \alpha_i. \tag{1.13}$$
Як і в методі Фелленіуса:

$$T_{pi} = \frac{c_i l_i + (N_i - ul_i) tg\varphi_i}{k}.$$
(1.14)

Підставляючи (1.14) в (1.13) отримаємо:

$$N_i = \frac{kW_i - (c_i l_i - u_i l_i t g \varphi_i) \sin \alpha_i}{k \cos \alpha_i + (\sin \alpha_i t g \varphi_i)}.$$
 (1.15)

Рівняння моментів сил відносно центра обертання, що обмежує тіло зсуву:

$$\sum_{n} \frac{c_i l_i + (N_i - u l_i) t g \varphi}{k} - \sum_{n} W_i \sin \alpha_i = 0.$$
(1.16)

Після перетворення (1.16) отримуємо рівняння для визначення коефіцієнта запасу:

$$FS = \frac{\sum_{n} \left[\frac{c_{i} l_{i} \cos \alpha_{i} + (W_{i} - u l_{i} \cos \alpha_{i}) t g \varphi}{\cos \alpha_{i} + \sin \alpha_{i} t g \varphi / FS}\right]}{\sum_{n} W_{i} \sin \alpha_{i}}.$$
(1.17)

У методі Бішопа прийнято коефіцієнт запасу називати фактором безпеки (коефіцієнтом безпеки) – Safety Factor (FS).

У роботі [84] наведені багатокутники сил для спрощених методів Бішопа і Ямбу, які отримані в програмному комплексі SLOPE/W (рис. 1.12 і рис. 1.13).

Бішоп провів зіставлення коефіцієнтів запасу, отриманих за допомогою його спрощеного методу і більш чітких методів, в яких задовольняються всі умови рівноваги. Він прийшов до висновку, що вертикальна складова сили взаємодії може бути прийнята рівною нулю, не приводячи до суттєвих помилок, зазвичай з розбіжністю менше за 1 % [24].

У 1954 р Янбу запропонував спрощений метод, аналогічний спрощеному методу Бішопа, в якому пропонується, що сила взаємодії між елементами має горизонтальний напрямок.



Рисунок 1.12 – Багатокутник сил у спрощеному методі Бішопа [84]



Рисунок 1.13 – Багатокутник сил у спрощеному методі Янбу [84]

Різниця між цими двома методами полягає в тому, що в спрощеному методі Янбу для визначення коефіцієнта запасу використовується рівняння рівноваги горизонтальних проекцій сил. При цьому рівняння рівноваги моментів не виконується.

У спрощеному методі Янбу коефіцієнт запасу визначають за виразом:

$$k = \frac{\sum_{n} [c_i l_i + (N_i - ul_i) t g \varphi] \cos \alpha_i}{\sum_{n} N_i \sin \alpha_i},$$
(1.18)

де N_i визначається за (1.15).

У 1967 р Спенсер запропонував метод оцінки стійкості ґрунтових масивів, який можна застосовувати для поверхонь зсуву будь-якої форми, в яких кут нахилу сил взаємодії приймається постійним.

Рівняння рівноваги проекції сил, що діють на вертикальний елемент тіла зсуву шириною *b_i*, на два ортогональних напрямки (дотичний і нормальний до підошви елемента), мають вигляд:

$$T_{pi} = W_i \sin \alpha_i - (P_i - P_{i-1}) \cos(\beta - \alpha_i).$$
(1.19)

$$N_i = W_i \cos \alpha_i - (P_i - P_{i-1}) \sin(\beta - \alpha_i), \qquad (1.20)$$

де *W_i* – власна вага *i*-го елемента;

N_i, T_{pi} – відповідно, нормальна та дотична складові сили, що діє на підошву елемента;

*P*_{*i*-1}, *P*_{*i*} – сили взаємодії між елементами.

Після перетворення (1.19) та виключення з нього з урахуванням залежності Кулона *N_i* отримаємо вираз для визначення залежності *P_i* від *P_{i-1}*:

$$P_{i} = P_{i-1} + \frac{c_{i}l_{i} - kW_{i}\sin\alpha_{i} + W_{i}\cos\alpha_{i}tg\phi}{\cos(\beta - \alpha_{i})[tg(\beta - \alpha_{i})tg\phi - k]}.$$
(1.21)

Із рівняння рівноваги моментів відносне передньої точки підошви елемента визначається залежність *h_i* від *h_{i-1}*:

$$h_{i} = \frac{P_{i-1}}{P_{i}} h_{i-1} + \frac{b_{i}}{2} (\operatorname{tg} \alpha_{i} - \operatorname{tg} \beta) (1 + \frac{P_{i-1}}{P_{i}}).$$
(1.23)

Декларується, що значення P_i та h_i на початку та в кінці профілю поверхні зсуву, а також значення коефіцієнта запасу і кута нахилу сили взаємодії визначаються граничними умовами. Метод Моргенштерна-Прайса, запропонований у 1965 р., може застосовуватися для поверхонь обвалення будь-якої форми. Для усунення статичної невизначеності використовується додаткова умова –визначають функцію, яка описує нахил взаємопов'язаних зусиль між відрізками, цей метод представляє математичну функцію для відображення змін в напрямку сил між відрізками:

$$\operatorname{tg} \theta_i = \frac{x}{E} = \lambda f(x_i'), \qquad (1.24)$$

де θ_i – кут між рівнодійною та горизонтальною силою;

λ – постійна, яка повинна бути оцінена для розрахунку коефіцієнта
 безпеки;

 $f(x'_i)$ -- це функція для змінних в порівнянні з відстанню уздовж поверхні ковзання,

 x'_i – лінійна нормалізація координат x, що дорівнює нулю і π .

Завдяки введенню (1.24) з'являється можливість виконання умов рівноваги сил і моментів, як для кожного відсіку, так і для тіла зсуву в цілому (рис. 1.14).





Рисунок 1.14 – Багатокутник сил в методі Моргенштейн і Прайса [84]

1.2.2 Аналіз застосування методів скінчених елементів для розрахунку стійкості укосів

Як було сказано вище, при реалізації методу граничної рівноваги забезпечується зв'язком між нормальними і дотичними напруженнями. Даний підхід застосовується при вирішенні задач з оцінки стійкості схилу аналітичними методами. Дещо інший алгоритм розрахунку використовується при виконанні розрахунків числовим методом скінченних елементів (МСЕ). Якщо аналітичні методи мають на увазі попереднє знаходження потенційних поверхонь ковзання, а потім виконання по ним розрахунку стійкості, то для числових методів, як правило, використовується метод зниження міцності (SRM – shear reduction method).

З положень механіки ґрунтів відомо, що напружений стан в будь-якій точці ґрунту розглядається як граничний в тому випадку, коли незначний додатковий вплив порушує рівновагу і переводить ґрунт в нестійкий стан. Руйнування ґрунту відбувається в результаті подолання внутрішніх сил тертя і зчеплення між частинками за певними поверхнями ковзання.

У загальному вигляді стійкість споруди визначається коефіцієнтом безпеки $K_{\text{без}}$, що є відношенням максимально можливої міцності ґрунту $\tau_{\text{пред}}$ до мінімального значення, необхідного для забезпечення рівноваги $\tau_{\text{действ}}$ [16]:

$$K_{\text{без}} = \frac{\tau_{\text{пред}}}{\tau_{\text{действ}}},\tag{1.25}$$

 $K_{6e3} = 1.$

Якщо формулу (1) представити у вигляді стандартної умови міцності Кулона, коефіцієнт стійкості буде визначатись як відношення фактичних характеристик міцності до їх мінімальних значень, необхідних для підтримання рівноваги:

$$K_{\rm CT} = \frac{c + \sigma_n {\rm tg}\varphi}{c_r + \sigma_n {\rm tg}\varphi_r},\tag{1.26}$$

де с, ϕ – параметри міцності;

 σ_n – компонента нормального фактичного напруження;

*c*_r, *φ*_r – параметри приведеної міцності, що є достатніми для підтримання рівноваги.

Коефіцієнт зниження міцності, що відповідає коефіцієнту стійкості в момент руйнування (K_{cr}). Метод зниження міцності реалізований в програмах, що працюють на основі методу скінченних елементів (PLAXIS, PHASE2, GEO5) та кінцевих різниць (FLAC). Прогноз руйнування здійснюється шляхом одночасного зниження обох показників зсувної міцності, тобто зчеплення і тангенс кута внутрішнього тертя ґрунтів знижуються в однаковій пропорції:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_r} = \sum Msf.$$
(1.27)

Зниження параметрів міцності контролюється загальним множником $\sum Msf$. Цей параметр збільшується при покроковій процедурі до тих пір, поки не відбудеться руйнування. Коефіцієнт стійкості визначається як $\sum Msf$ при руйнуванні.

Послідовність розрахунку наступна: коефіцієнту зниження міцності присвоюється значення 1 ($K_{ct} = 1$). В ході розрахунку K_{ct} збільшується, при цьому опір зсуву і деформація оцінюються на кожному етапі до руйнування. Результати обчислень наводять у вигляді графіків, на яких показано вплив коефіцієнта зниження міцності на зсув контрольної точки (вузла сітки скінченних елементів). Критерій руйнування моделі визначається умовою Кулона-Мора. Якщо в результаті скінчено елементного розрахунку буде отримано рішення для останнього стійкого стану укосу, то графік розрахунків прийме горизонтальне положення і коефіцієнт зниження міцності буде відповідати коефіцієнту стійкості K_{ct} . Поверхня ковзання при використанні методу скінченних елементів формується під час розрахунку.

Істотною перевагою методу зниження міцності порівняно з методами граничної рівноваги є те, що поверхня ковзання і коефіцієнт стійкості визначаються одночасно в процесі розрахунку.

1.3 Аналіз теоретичних та експериментальних досліджень взаємодії геосинтетичних матеріалів з ґрунтом

Вивчення властивостей геосинтетичних матеріалів і їх взаємодії з армуючим середовищем і сьогодні є актуальною темою, незважаючи на велику кількість досліджень вчених різних країн.

Починаючи з піонерів справи А.Відаля [116] та Ф.Шлоссера [105], дослідженням у даному напрямку присвячені роботи багатьох учених, таких як: Т.Ален, Р.Бассет, М.Бартонз, С.Бойль, Дж.Ву, Дж.Гіро, Р.Джевел, К.Д. Джоунс, І.Жюран, Т.С. Інгольда, Р.Коернер, К.Лі, Н.Т. Лонг, Дж.Мітчел, Р.Мюррей, Д. Нараяна, І. Рісе, Л.Річардсон, М.Хаусманн, Ф.Татсуока, Д.Чанг, Н.Шу, З. Янг.

Із вчених колишнього Радянського Союзу і вітчизняних вчених вивченням властивостей армоґрунтових конструкцій займалися: Ю.Б. Балашова, Ю.І. Бік, А.П. Аксенов, Е.Д. Бондарєва, І.П. Гамеляк, В.Й. Заворицький, Л.Ф. Златоверховніков, В.Ю. Гладков, Р. О. Корольков, **Є.Я.** Лейбман, В.Д. Казарновський, В.Я. Савенко, Д.Ю. Соболєвський, Д.О. Павлюк, В.В. Петрович, А.Г. Полуновський, Ю.В. Пудов, О.А. Рубан, Л.М. Тимофіїва, О.Ю. Усиченко, Ю.Є. Хечінов, А.А. Цернат, К.Ш. Шадунц, В.Р. Шевчук, Ф.М. Шихієв, Д.Ю. Штикель, А.П. Фомін та ін.

На сучасному етапі ([1-3, 96], Gourc, 2014 [63], Lambert, 2000 [85], Majedi et al., 2017 [90], Perkins et al., 2015 [99], Wulandari & Tjandra, 2015 [120], Ghosh et al., 2015 [59], Oliaei & Kouzegaran, 2017 [97]) та в умовах Алжиру (Arab et al., 2015 [29], Baaziz, 2012 [33], Berrabah, 2015 [35], Achir, 2017 [25], Rahmouni, 2017 [101]) виконуються дослідження ДЛЯ удосконалення методів проектування армоґрунтових конструкцій i3 застосуванням геосинтетичних матеріалів.

У роботах Джоунса К.Д. [77], Koerner [82, 83] та інших [117] Однією із фундаментальних робіт, на нашу думку, що описує властивості матеріалів як грунту, так і геосинтетиків, основні уявлення та зв'язки, що виникають в армованому ґрунті, обмеження щодо застосування того чи іншого матеріалу, прийняті у Франції та Великобританії, наводяться та регламентовані на теперішній час різними нормами і нормативними документами [3, 4, 15, 43, 64].

Якщо зробити короткий огляд і аналіз, то можна відмітити, що, наразі, для розрахунків використовуються розрахункові схеми, в основу яких покладені інженерні методи граничної рівноваги по круглоциліндричній поверхні ковзання, які широко застосовуються для оцінки стійкості звичайних укосів. Наявність армуючих прошарків враховується шляхом додавання до утримуючого зусилля додаткового члена, що характеризує роботу прошарку.

За запропонованим механізмом роботи армуючого прошарку найбільш поширені існуючі методи армованих насипів можна поділити на такі групи:

• методи, в яких утримуюче зусилля, що створюється прошарком, направлене по поверхні ковзання;

• методи, в яких утримуюче зусилля, що створюється прошарком, направлено по прошарку;

 методи, в яких утримуюче зусилля, що створюється прошарком, направлено по прошарку, але при цьому прошарок сприяє збільшенню опору зсуву в ґрунті по поверхні ковзання.

Типовим представником методів першої групи є метод, запропонований А.Г. Полуновським [20]. Коефіцієнт стійкості армованого укосу визначають наступним чином:

$$K_{\rm CT}^{a} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (c\Delta l_i + W_i cos\alpha_i tg\varphi) + n\bar{R}}{\sum_{i=1}^{n} W_i sin\alpha_i},$$
(1.28)

де Δl_i – довжина ділянки поверхні ковзання в межах *i*-го блока; W_i – вага *i*-го блока; α_i – кут нахилу поверхні ковзання (середній) в межах *i*-го блока;

n – число армуючи прошарків, які перетинаються поверхнею ковзання.

 \bar{R} – розрахункова міцність армую чого прошарку на розрив $\bar{R}(0, 3-0, 5)$ *R*.

$$n = \frac{(K_{mp} - K_y) \sum_{i=1}^n W_i sin\alpha_i}{\bar{R}}.$$
(1.29)

Подібна формула запропонована і Ф.І.Целіковим [20].

Для визначення довжини закладення прошарку в ґрунті споруди А.Г.Полуновський і Ю.В.Пудов [20] рекомендують використовувати таку залежність:

$$l_3 = \frac{\sigma \cdot p}{(\gamma \cdot \gamma + K_q)(tg\varphi_{\rm B} + tg\varphi_{\rm H})},\tag{1.30}$$

де $\sigma = \frac{T}{b \delta}$ – розтягуючі напруження в прошарку;

T-зусилля витягування, що діє на прошарок;

b, δ – відповідно ширина і товщина прошарку;

у – глибина закладання прошарку;

*K*_q – коефіцієнт, що враховує розподільчу властивість ґрунту;

 $tg\varphi_{\rm B}, tg\varphi_{\rm H}$ – коефіцієнти тертя на контактах ґрунт-прошарок відповідно зверху і знизу.

До цієї ж групи методів слід віднести і графоаналітичний метод визначення кількості необхідних армуючих прошарків і крок їх розподілу по висоті укосу, запропонований Добровим Е.М.

До другої групи розрахункових схем можна віднести метод, запропонований Т. Інгольдом [20]:

$$K_{\rm CT}^{a} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{cb_i + W_i tg\varphi}{m_{\alpha}} + T_r \cos\beta}{\sum_{i=1}^{n} W_i sin\alpha_i},\tag{1.31}$$

де T_r – зусилля, що виникає в прошарку і визначається з наступного співвідношення:

$$T_r = \frac{1}{\cos\beta} \left[K_y^a \cdot \sum_{i=1}^n W_i \sin\alpha_i - \sum_{i=1}^n \frac{(cb_i + W_i tg\varphi)}{m_\alpha} \right], \tag{1.32}$$

46

*b*_{*i*} - ширина блоку.

Інші позначення відповідають наведеним для виразу (1.28).

В основу даного методу розрахунку покладена формула методу Бішопа [37]. До переваг методу Т. Інгольда слід віднести спробу врахування кута перетину прошарку з поверхнею ковзання, однак, в цілому даному методу притаманні ті ж недоліки, що і методу А.Г. Полуновського і Ф.І. Целікова. При визначенні відповідно до виразу (1.32) зусилля T_r не враховуються ні міцності, ні деформативні властивості прошарку.

Характерним представником третьої групи розрахункових схем є метод, запропонований Д.Грнівудом. Метод розроблений в розвиток методу Т.Інгольда і наявність на схилі армуючого прошарку враховується шляхом розкладання його реактивного зусилля па дві складові — нормальну до поверхні ковзання, що сприяє підвищенню опору зсуву в ґрунті, і спрямовану по прошарку. Коефіцієнт стійкості укосу визначається наступним чином:

$$K_{y}^{a} = \frac{\sum_{i=1}^{n} [cb_{i}sec\alpha_{i} + (W_{i}cos\alpha_{i} + Tsin\beta)tg\varphi] + Tcos\beta}{\sum_{i=1}^{n} W_{i}sin\alpha_{i}}.$$
(1.33)

Даний метод має ті ж недоліки, що й наведені вище методи.

На основі обробки результатів відцентрового моделювання армованих насипів з різною крутизною укосів, вологістю ґрунту, типом і кількістю армуючих прошарків А.Г. Дорфман розробив емпіричний метод оцінки стійкості армованих укосів. Відповідно до даного методу коефіцієнт стійкості визначається наступним чином:

$$K_{\rm CT}^a = K_{\rm M} + K_{\rm a}$$
 , (1.34)

де $K_{\rm M}$ – коефіцієнт стійкості неармованого укосу, який визначається звичайним способом;

*К*_а – додатковий коефіцієнт стійкості при введенні армуючих прошарків.

Залежність коефіцієнта *K*_a від числа прошарків *n* підібрана для рівномірного по висоті розташування їх у насипу:

$$K_{\rm a} = 0,054n^{1,5}. \tag{1.35}$$

Недоліком даного методу є те, що у виразі (1.35) не враховуються ні міцність, ні деформативна здатність армуючого матеріалу, ні рівень розташування прошарків.

Останніми науковими роботами в області армування ґрунтових масивів в Україні є у 2004 році дисертації О.Ю.Усиченко [19], у 2007 році дисертація А.В. Федорука [21] і у 2011 році дисертація Р.О. Королькова [12].

Робота Р.К. Ковальського присвячена армуванню основ споруд, тому не стосується нашої тематики.

Усиченко О.Ю. у своїй роботі [19] розробила метод розрахунку внутрішньої стійкості підпірних конструкцій різних типів, армованих геосинтетиками. Обґрунтувала та розробила методику визначення розтягуючого зусилля в геосинтетичному армуванні при двох моделях армогрунтової підпірної стінки роботи з урахуванням додаткового навантаження на поверхні ґрунтової засипки та методику визначення довжини закладення прошарку в нерухому частину ґрунтового масиву і довжини закладення геосинтетичних обойм.

Робота [19] є досить змістовною, але стосується підпірних стін з врахуванням специфіки їх роботи і не враховує технологічних особливостей спорудження армованого насипу.

Однією з останніх наукових робіт, що присвячені застосуванню геосинтетичних матеріалів при армуванні укосів насипів, а також у якій зроблена спроба врахування технологічних параметрів є робота Федорука А.В. [21].

У роботі на моделях в лабораторних умовах отримані наступні залежності:

- впливу параметрів армування укосів геотекстилем Тураг SF на величину навантаження, що відповідає втраті стійкості укосу;
- впливу параметрів армування укосу геотекстилем Руно на навантаження, що відповідає втраті стійкості укосу.

У якості технологічних факторів розглядалися: довжина заведення геоматеріалу за криву ковзання (x₁), висота армованого шару (x₂) і кількість армованих шарів (x₃).

Проте, як відмічено в роботі Королькова і нашу думку, для реальних об'єктів різниця в довжині закладання у 20 см не зможе збільшити стійкість укосу у 1,94 рази, тобто майже у 2 рази, а влаштування прошарків через 5 см є технологічно нездійсненим.

У роботі Королькова [12] отримані цікаві результати і залежності для зусиль, що виникають в армуючому прошарку, розраховані довжина анкерування і необхідна довжина армування та геосинтетичної обойми, виконано розрахунок кількості геосинтетичних прошарків. Як відмічає автор ним: «Отримано нові розрахункові залежності для розрахунку потрібної кількості армуючих геосинтетичних прошарків та для визначення довжини закладання геосинтетичного прошарку в насип з урахуванням зміни напруженого стану при його спорудженні». Проте всі дослідження базуються на плоскій поверхні ковзання, що мало використовується в сучасних і загальноприйнятих методах розрахунку стійкості ґрунтових укосів і схилів.

У Країнах Західної Європи основним документом що регламентує проектування армованих ґрунтових споруд є Британський стандарт BS 8006 [43]. У цьому стандарті широко висвітленні питання вибору матеріалів, прийняття коефіцієнтів безпеки і коефіцієнтів запасу, наведені розрахункові схеми і залежності, подані рекомендації з конструювання.

Зокрема для більш загальних випадків аналізу стійкості армованих і неармованих укосів із змінною геометрією і з багатошаровою геологічною структурою добре зарекомендував себе метод круглоциліндричних поверхонь ковзання. У разі армованих укосів використовується припущення, що сили взаємодії між блоками ігноруються через складність оцінки впливу арматури на ці сили і через те, що присутність армоелементів не впливає на вагу ґрунтової маси. Також приймається, що прошарки армуючих полотен горизонтальні і їх вплив враховується тільки там, де вони перетинають потенційну поверхню ковзання. Сумарний утримуючий момент ґрунту з армуючими прошарками повинен бути не меншим, ніж сумарний момент зсуву, обумовлений вагою ґрунту. Моменти повинні бути розраховані щодо центру кривої ковзання.

Рівновага відповідає формулі:

$$M_{\rm D} \le M_{\rm RS} + M_{\rm RR} \,, \tag{1.36}$$

де $M_{\rm D}$ – сумарний момент зсуву від ваги ґрунту і додаткових навантажень;

*M*_{RS} – сумарний утримуючий момент, обумовлений опором ґрунту ковзанню;

*M*_{RR} – сумарний утримуючий момент, обумовлений присутністю в укосі армоелементів.

$$M_{\rm D} = \sum_{i=1}^{n} \left[\left(f_{\rm fs} W_i - f_{\rm q} b_i w_{\rm si} \right) \sin a_i \right] R_{\rm d}$$
(1.37)

$$M_{\rm RS} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\left[\frac{c'}{f_{\rm ns}}b_i - \left(f_{\rm fs}W_i - f_{\rm q}b_iw_{\rm si} - b_iu_i\right)\frac{\operatorname{tg}\varphi'_{\rm p}}{f_{\rm ns}}\right]\operatorname{sec} a_iR_{\rm D}}{\chi\left(1 - \frac{\operatorname{tg}\varphi'_{\rm p}}{f_{\rm ns}}\operatorname{tg} a_i\right)}$$
(1.38)

$$M_{\rm RR} = \sum_{j=1}^{m} T_j Y_j , \qquad (1.39)$$

де $f_{\rm fs}$ – коефіцієнт коригування питомої ваги ґрунту;

 $_{f_{\mathfrak{q}}}$ – коефіцієнт коригування додаткових зовнішніх навантажень;

*w*_{si} – зовнішнє навантаження, що діє на *i*-тий блок;

с' – загальне зчеплення ґрунту засипки, виміряне за умов фактичного напруженого стану;

u_i – поровий тиск води, що діє на поверхню ковзання *i*-того блоку;

q'_р – максимальне значення кута внутрішнього тертя матеріалу засипки;

 $f_{\rm ms}$ – коефіцієнт коригування значень $\varphi'_{\rm p}$ и c';

 χ – поправочний коефіцієнт моменту, що має значення 1,25 для кінцевого граничного стану і 1,0 для стану на межі експлуатаційної надійності.

Проте основна увага у цьому документі приділена армованим підпірним стінкам і загальним питанням. Але безумовно, цей документ відіграє одну із провідних ролей у питаннях, що пов'язані із армуванням ґрунтових споруд геосинтетичними матеріалами. На його основі розроблено ряд інших нормативних документів, зокрема Guide to reiforced fill structure and slope design [64].

На кінець огляду слід зазначити, що у дорожній галузі України діють на теперішній час галузеві будівельні норми на проектування армоґрунтових підпірних стін ГБН В.2.3-218-548 і безпосередній документ, що стосується армування укосів ГБН В.2.3-37641918-544, а також Посібник № 1 до ГБН В.2.3-37641918-544:2014 Проектування земляного полотна і дорожніх одягів із застосуванням геосинтетичних матеріалів [3, 4, 15].

У [3] регламентовано (для умов України) вимоги проектування та контролю якості при будівництві нових, ремонті та реконструкції існуючих автомобільних доріг загального користування щодо застосування геосинтетичних матеріалів, зокрема для армування ними і стабілізації укосів.

У [15] наведені приклади проектування із застосуванням геосинтетичних матеріалів і методиками, які не увійшли до базового документу.

Наведені документи [3, 4, 15, 43, 64] є основою для проектування і будівництва армоґрунтових конструкцій, проте розрахункові залежності у

них не враховують сейсмічну складову і дію фільтраційного потоку води. Чому присвячені наші наукові дослідження.

1.4 Аналіз застосування геоінформаційних систем для оцінки стійкості схилів

Забезпечення стійкості основи транспортних зокрема споруд, автомобільних і залізничних, так само важливе, як і стійкість всієї споруди [26] (Achour et al. 2017). Нестабільність місцевих ґрунтів, коли вони заважають розвитку дорожнього руху, стають реальною природною небезпекою, яка може завдати значної шкоди [18] (Савенко і ін. 2017). Запобігання таких нестабільностей вимагає обов'язкового прогнозу як довготривалого, так і тимчасового. Це питання саме по собі є важливою науковою проблемою [92] (Maquaire et al., 2003). На межі так званих «нелікованих» або «активних» методів, спрямованих на відновлення збитків, викликаних природними небезпеками, або для використання важливих технічних засобів для стабілізації ґрунтів (дренаж, зміцнення, тощо), найбільш доцільними є превентивні, оскільки вони спрямовані на виявлення потенційно найбільш нестійких областей [48] (Dahoua et al. 2017). Таким чином, превентивна картографія є реальною політикою планування і комплексного управління георизиками, зокрема, врахування нестабільності схилів, що стосуються споруд транспортної інфраструктури [42] (Cascini et al., 2005). Однак складність і нелінійність процесу «руху схилу» роблять ці картографічні підходи дуже складними для реалізації і представляють собою безліч наукових питань [55] (Fell et al., 2008). Ці питання стосуються як розуміння процесів (труднощі з виявленням комбінацій факторів і процесів в походженні явищ), так і методів картографування і просторового небезпеки (складність картографічного прогнозування узагальнення спостережень для забезпечення ефективних і зрозумілих інструментів регулювання).

Переважна більшість досліджень руху схилів проводиться в гірських районах алжирського Телля, де зсуви є вражаючими і включають в себе безліч цікавих питань [66] (Hadji et al 2013, Bourenane et al 2015 року, [18] Савенко та ін., 2016). Але в північно-східному Алжирі є багато передгірних та горських районів, які в значній мірі схильні до зсувів [67] (Hadji et al., 2016). Ці явища є більш обмеженими / відокремленими і менш інтенсивними з точки зору обсягу або швидкості, ніж в горах, але їх просторово-часове виникнення в кінцевому підсумку призводить до значних фінансових втрат для транспортного сектора. Ці райони розташовані в основному на передгір'ях та в гірських районах північно-східного Алжиру. Регіон Буїра-ББА є однією з тих областей, яка значно підпадає під вплив зсувів. Незважаючи на доведений ризик, в цьому регіоні було проведено невелике дослідження [50] (Dahoua et al., 2018). На додаток до континентального клімату, він має волого-споріднений мікроклімат, який часто спотворює прогнози погоди. Крім цього із-за змінних параметрів опадів та крутих схилів глинисті мергельні ґрунти, водонасичені в зимовий сезон, мають дуже нестійку геотехнічну поведінку. Поєднання цієї вразливої території (вздовж автомагістралі A1) з дуже з нестійким рельєфом створює значний ризик, який є первинним для учасників дорожнього руху і вторинним для транспортної інфраструктури.

Дослідження проводились в місцевості Ханіфа (Буйра), ділянка загальною площею 34 км², де розташовані споруди автомагістралі A1 від ПК 235 до ПК 245. Вона межує з широтами 36°14'12" до 36°16'36" N і довготами 04°14'78" до 04°18'92" Е, характеризується частою появою зсувних явищ ґрунту.

Район досліджень має досить складні геологічні, геоморфологічні та структурні особливості. Вибір області дослідження заснований на кількох критеріях:

- це один з регіонів, які найбільше постраждали від процесів сповзання та нестабільностей схилу, - він представляє стратегічне географічне положення за своїми адміністративними положенням між кількома важливими провінціями країни

- характеризується зростанням кількості населення.

Зазвичай використовують два підходи для оцінки схильності схилів до зсувів на основі інструменту ГІС (геоінформаційна система) для комбінування різних факторів схильності до зсуву [109] (Soeters et Van Westen, 1996); [65] (Guzzetti et al., 1999):

1. Прямий підхід (або якісний) на основі експертних оцінок явищ. Цей тип аналізу може дати дуже різні результати для різних експертів [114] (Van Westen, 2000). Зазвичай використовуються два методи:

a – експертний метод, в якому вчений інтуїтивно оцінює залежності між виявленими зсувами і різними факторами, що сприяють їх виникненню;

б – метод комбінації (якісний, індексований), в якому вчений оцінює кожен клас факторів відповідно до свого досвіду, перш ніж їх коригувати (налаштовувати) і комбінувати [50] (Dahoua et al. 2018).

2. Непрямий підхід (або кількісний) заснований на статистичних правилах розрахунку та поняття однорідних одиниць [41] (Carrara et al., 1995, [27] Aleotti and Chowdhury, 1999). Ці методи дозволяють обмежити проблему, пов'язану із встановленням суб'єктивності експерта [109] (Soeters and Van Westen, 1996). Принцип полягає у визначенні математичних залежностей між факторами схильності та просторовим виникненням зсувів для кількісної оцінки ймовірності руйнувань для регіонів, які не порушені зсувами. Використання цих методів передбачає три припущення: (1) потенційні зсуви запускаються / виключаються в тих же умовах, як і в минулому, (2) безліч факторів апріорі відомі та вводяться в аналіз, (3) усі зсуви зафіксовані на території дослідження.

Методи аналізу можуть бути двохваріантними або різноманітними [47] (Carrara et al., 1995). Для отримання задовільних результатів, вони вимагають комплексного числа прогностичних змінних, що передбачають надмірні та інтенсивні зусилля по збору вихідних даних. Перевага двоваріантної процедури полягає у визначенні оптимальної комбінації незалежних змінних.

Висновки по розділу

1. Зростання економічного і соціального розвитку в східному регіоні Алжиру вимагає створення відповідної дорожньої мережі.

2. Регіон характеризується континентальним кліматом, в якому переважають високі температури влітку і дуже низькі взимку, одні з найнижчих в Алжирі. Сейсмічність є тектонічним ефектом, результатом зближення Африканської та Євроазіатської плит. Однією з відмінних рис цієї сейсмічності є її концентрація в східній області Алжиру (68 % в східноцентральному районі і 32 % в західно-центральному). Вона характеризується значними сейсмічними проявами, але зі слабкими і помірними силами, в основному викликаними розломами зі зсувами. Тому розроблення нових методів розрахунку, які враховують зазначені вище фактори є актуальними для Алжиру.

3. Аналіз методів розрахунку стійкості схилів і укосів земляних споруд показав їх різноманіття і що в різних країнах для розрахунку одних і тих же задач надають перевагу різним методам. В Алжирі стійкість схилів зазвичай аналізується за допомогою методів граничної рівноваги, особливо методів Бішопа і Янбу. Ці методи припускають, що природний ґрунт приймається як тверде тіло, яке підпорядковується класичними законами руйнування при зсуві. Проте всі методи не враховують сейсмічний вплив на ґрунтовий масив.

4. Аналіз геоінформаційних технологій показує про перспективу їх використання для прийняття рішень при прокладанні нових трас автомобільних доріг, особливо в районах гірського Алжиру де велика ймовірність зсувів.

5. Результати досліджень першого розділу викладено у наступних публікаціях [16, 18, 48, 50].

РОЗДІЛ 2

ТЕОРЕТИЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ УКОСІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

2.1 Обґрунтування вибору методу Бішопа

У 1977 році Fredlund et Krahn [56] проводили порівняльне дослідження з метою визначення коефіцієнта безпеки для різних методів розрахунку. Для прикладу приймали одну ділянку укосу який був обрахований з декількома геометричними комбінаціями властивостей ґрунту і пьезометричних умов. Відхилення в розрахунках коефіцієнта безпеки з тим же набором даних порівняно з традиційним методом Фелленіуса не перевищують більше 4 % для всіх використаних методів (спрощений метод Бішопа, Спенсера, спрощений Янбу, точний Янбу, Моргенштерна і Прайса, аналітичний метод Г.М. Шахунянца та інші).

Коефіцієнт безпеки *F*, який визначається з рівноваги сил (наприклад, спрощеного методу Янбу без коригування), більш чутливий до припущень щодо зсувних зусиль на межах відсіків, для яких виконуються умови рівноваги [47]. Коефіцієнти безпеки, один з яких пов'язаний з рівновагою горизонтальних сил F_f , а інший – з моментами рівноваги F_m , були визначені з використанням постійної силової функції між шарами f(x) і нанесені на графік залежно від коефіцієнта масштабування λ . Коефіцієнт масштабування визначався співвідношенням (рис. 2.1):

$$X/E = \lambda f(x), \tag{2.1}$$

де Х – вертикальна складова міжшарової реакції;

Е – горизонтальна складова міжшарової реакції;

f(*x*) – функція, яка визначає форму потенційної лінії зсуву, де *x* – горизонтальна координата;

λ – параметр визначає положення лінії дії міжшарових сил.



а – круглоциліндрична поверхня ковзання; b – некруглоциліндрична поверхня ковзання
 Рисунок 2.1 – Залежність коефіцієнта безпеки від моментів рівноваги
 для різних методів розрахунку

Були вивчені два випадки: круглоциліндрична та некруглоциліндрична поверхня ковзання. Результати дослідження показують, що фактор безпеки моменту F_m , що був визначений з моментів рівноваги, відносно нечутливий до припущень, зроблених щодо поперечних сил, які діють між відсіками.

У цих випадках різниця між коефіцієнтом безпеки, отриманим за спрощеним методом Бішопа та коефіцієнтом безпеки, отриманим за методами Спенсера і Моргенштерна-Прайса (λ – обирали для задоволення сил і моментів рівноваги), не перевищує 0,4 %. І, навпаки, коефіцієнт безпеки сили F_{f} , який визначається шляхом задоволення рівноваги сил, дуже чутливий до λ . Отже, методи, що задовольняють лише рівновазі сил (наприклад, спрощений матод Янбу без поправок, Лоу і Карафіата тощо), менш точні, ніж метод Бішопа, який задовольняє моментам рівноваги.

Фредлунд і Кран також продемонстрували, що вибір функції f(x) в способі Моргенштерна і Прайса має незначний вплив на величину коефіцієнта безпеки цього порівняльного дослідження методів аналізу.

Уітмен і Бейлі вирішили ряд задач, використовуючи підхід Моргенштерна і Прайса, а також спрощений метод Бішопа, і виявили, що отримана розбіжність склала 7 % і менше, як правило, не більше 2 %.

У результаті вищезазначеного та додаткового аналіз літературних джерел нами отримані такі висновки:

- Методи, які задовольняють всім умовам рівноваги (сил і моментів), такі як точний метод Янбу, Спенсера, Моргенштерна і Прайса, дають точні результати.

- Спрощений метод Бішопа, який задовольняє тільки рівновазі моментів, дає такі ж точні результати, як і вищезгадані, за винятком випадку, коли поверхня ковзання сильно нахилена біля підошви укосу (схилу).

- Коли поверхня ковзання сильно нахилена біля підошви укосу (схилу), вибір методу повинен бути таким, щоб він забезпечував правильний розподіл сил між відсіками.

- Інші методи, які не задовольняють всім умовам рівноваги, можуть бути тільки індекативними.

- Коефіцієнт безпеки (*F*), що визначений з рівноваги сил, більш чутливий до припущень, які застосовуються до сил зсуву між відсіками, ніж коефіцієнт безпеки (*F_m*), який визначається за моментами рівноваги. З цієї причини краще використовувати метод аналізу, при якому задовольняється момент рівноваги (наприклад, метод Бішопа).

 Всі методи є неточними у випадку, якщо насип розміщений на слабкій основі, оскільки в цій ситуації руйнування насипу відбувається не по зсуву, а під дією сил тяжіння з утворенням тріщин.

2.2 Врахування впливу ґрунтових вод

Дія ґрунтових вод на стан зсувного схилу проявляється різними шляхами, викликаючи зміну напруженого стану масиву і фізико-механічних

властивостей ґрунтів, а також обумовлюючи розвиток фільтраційних деформацій [2].

До фільтраційних деформацій відносяться деформації, які викликані виносом частинок ґрунтів підземними водами. Розрізняють такі види фільтраційних деформацій: механічна суфозія, кольматаж, фільтраційний випір, спливання; деформації, пов'язані з раптовими проривами напірних вод; фільтраційний винос вздовж тріщин і деформації змішаного типу.

Питанням впливу підземних вод на стійкість схилів займалися багато радянських і зарубіжних вчених (Н. Пузиревський, Д.В. Тейлор, Н.А. Цитович, В.А. Мироненко та В.М. Шестаков, К.І. Фоменко, Л.К. Гинзбург, М.Є. Харр та ін.) [2, 22-24].

При насиченні ґрунтів водою змінюються їх фізико-механічні характеристики і, зокрема, міцність на зсув, зменшуючи величину опору зсуву. При цьому вода, за рахунок виникнення порового тиску, змінює величину напружень, що діють на скелет ґрунту, а також, зважуючи ґрунтовий скелет, знижує нормальні напруження в площині зсуву. Однак вода може і збільшувати міцність ґрунту, наприклад за рахунок виникнення капілярних сил.

У всіх випадках при розрахунках обводнених схилів значення зсувних характеристик ґрунтів в зоні обводнення встановлюються з урахуванням впливу зволоження на зміну міцності ґрунту. Розміри зони обводнення приймаються найбільш несприятливими (для оцінки стійкості) з реально можливих.

Як відомо, вплив порового тиску на опір зсуву описується рівнянням:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + c , \qquad (2.2)$$

де т – опір зсуву;

σ-ефективні напруження;

и – поровий тиск;

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту;

с – зчеплення ґрунту.

Розрахунок порового тиску:

$$u = \gamma_w h R_u, \tag{2.3}$$

де γ_w – щільність води;

 h – вертикальна відстань від базового фрагмента до лінії п'єзометричного рівня;

R_u – коефіцієнт порового тиску.

Коефіцієнт порового тиску R_u , може змінюватися від 0 до 1, наприклад: $R_u = 0$ приймають для сухих ґрунтів (поровий тиск дорівнюватиме нулю); $R_u = 1$ приймають для повністю водонасичених ґрунтів. У більшості випадків, коли ґрунт знаходиться нижче п'єзометричного рівня, R_u приймають рівним 1, так як це є найгіршим сценарієм (поровий тиск є максимальним). Ввести в розрахунок коефіцієнт порового тиску R_u , запропонували Бішоп і Моргенштерн [37].

У нашому методі приймаємо припущення, що фільтраційна і сейсмічна сили є силами зсувними, тобто спрямованими паралельно основі відсіку.

2.3 Врахування положень припущення Терцагі

Спрощений підхід, як і точний метод Бішопа, засновані на ефективному напруженні, згідно з попередньою умовою Терцагі (навантаження без потоку і без урахування стисливості). У простому випадку насичені ґрунти складаються з двох фаз: твердого скелета (зерна) і води.

При прикладені зусиль на поверхні ґрунту це призведе до створення загальних напружень, що позначаються (σ), і є пропорційними вазі ґрунту і навантаженю, що прикладене до поверхні ґрунту. Ці напруження в точці будуть змінюватися в залежності від орієнтації даної грані і можуть бути розкладені на нормальну (σ_n) і тангенціальну (τ) складову. Терцагі встановив, що «всі вимірні ефекти зміни напруженого стану в грунті, з точки зору деформацій або опору зсуву, обумовлені змінами в ефективному напруженні», ефективне напруження (о') розраховується наступним чином:

$$\sigma' = \sigma - u. \tag{2.4}$$

На рисунку 2.2 в площині Мора показані два кола, які характеризують повне і ефективне напруження. Видно, що діаметри двох кіл рівні, головні напруження «зсунуті» на одне і те ж значення (*u*). З іншого боку, на даній межі тангенціальні напруження $\tau = \tau'$ (у розглянутих умовах вода не має опору на зсув).



Рисунок 2.2 – Напруження в схемі Мора

Це припущення не є очевидним у всіх випадках, оскільки внутрішній тиск може зрости під впливом перевантажень, що викликані всмоктуванням під час осушення ґрунту. В подальшому ми будемо розрізняти дві зони:

- одна, де ґрунт насичений капілярним підйомом;

- інша, яка знаходиться вище зони насичення.

Для повністю насиченої капілярної зони, внутрішній тиск є від'ємним та дорівнює (– $\gamma_w h$), отже ефективне напруження набуде вигляду:

$$\sigma' = \sigma + \gamma_w h. \tag{2.5}$$

Над цією зоною з'являється тиск повітря (*u_a*), збільшений тиск води (*u_w*) та різниця (*u_a* - *u_w*), що називається всмоктуванням.

Принцип Терцагі в інтерпретації Бішопа має вигляд [37] (Bishopet al. 1960):

$$\sigma' = \sigma - u = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w), \qquad (2.6)$$

де σ , u_a та u_w – відповідно тензор сумарних напружень, поровий тиск повітря та поровий тиск води;

 $u_a - u_w = se$ – всмоктування (Arairo et al 2013 [30]);

 χ – параметр Бішопа (χ = 0 для сухих грунтів і χ = 1 для насичених грунтів) (рис. 2.3).



1 – ущільнена глина, 2 – пилуватий суглинок, 3 – суглинок, 4 – біла глина

Рисунок 2.3 – Залежність коефіцієнта х від ступеню насичення

На практиці та в першому наближенні часто вважається, що u = 0 над сіткою, тому що висоту h важко визначити. Це наближення відповідає безпеці, ненасичені ґрунти мають опір вищий ніж оціночний. Тензори напружень виражаються у вигляді шестикомпонентних векторів. У нашому підході частинки ґрунту і рідина нестисливі, і тиск повітря вважається ідентичним атмосферному тиску:

$$u_a = P_{\text{atm.}} \tag{2.7}$$

62

На першому етапі ми будемо використовувати цей розвиток в нашому підході, який полягає у введенні значень змінних (c') і (ϕ') в критерій руйнування Кулона-Мора щоб врахувати втому матеріалів, параметр (F^s) для врахування впливу сейсмічних зусиль, силу (r) для врахування частини води, що просочилася, і сили (G_{eo}), що виникають при включенні геосинтетичних шарів в багатокутник сил Бішопа.

Всмоктування ґрунту або негативний тиск води впливає на збільшення міцності ґрунту. Так само, як і додатній тиск порової води знижує ефективне напруження і тим самим знижує міцність, негативний тиск напірної води збільшує ефективне напруження і, в свою чергу, збільшує міцність.

Міцність на зсув ненасиченого ґрунту становить:

$$\tau = c' + \sigma_{n} tg \phi' + (u_{a} - u_{w}) tg \phi^{b}, \qquad (2.8)$$

де кут φ^b – властивість ґрунту. Для практичних цілей φ^b можна приблизно прийняти ½ φ '. У капілярній зоні, де ґрунт насичений, але тиск порової води знаходиться під напруженням, φ^b дорівнює куту тертя φ '. У міру зневоднення ґрунту φ^b зменшується. Зниження φ^b – відображення того, що негативний тиск порової води діє на меншу площу. Більш конкретно, φ^b відноситься до характерної кривої ґрунтових вод, яка також відома як об'ємна функція вмісту.

2.4 Врахування впливу негативного тиску порової води

У місцях, що знаходяться над рівнем ґрунтових вод, поровий тиск в грунті від'ємний на відміну насиченої зони де він додатній. Цей відємний тиск зазвичай називають матричним відсмоктуванням ґрунту.

Як приклад на рис. 2.4 і рис. 2.5 наведено результати вимірів всмоктування, отримані на двох ділянках, відповідно, мулистих і піщаних.

Ці результати ілюструють тенденції, які спостерігаються в цих двох типах ґрунтів (рис. 2.4) є два «режими»:

1) на невеликій глибині (приблизно менше 2 м): рівні всмоктування сильно розрізняються залежно від опадів і сумарного випаровування (евапотранспіраціі). Проте, зміни в коротко терміновому всмоктуванні (до 15 днів) і на невеликій глибині (менше 2 м) зазвичай не мають значного впливу на стійкості укосів.

Значення всмоктування, як правило, дуже низькі в період зими (з листопада по березень), в той час як в «сухий» період (з квітня по жовтень) вони можуть досягати 25 кПа.

2) на великих глибинах (понад 2 м): спостерігаються невеликі зміни в рівнях всмоктування в залежності від сезону. У піску (див. рис. 2.5). Значення всмоктування набагато нижче (близько 5 кПа всмоктування), на підставі таблиці в Національному додатку до Еврокоду7.



de profondeur – глибина

Рисунок 2.4 – Сезонні коливання значень всмоктування, виміряні на ділянці Лаймлет (мулистий ґрунт), глибиною від 0,5 до 4 м (середні значення на місяць, встановлені на основі вимірювань, проведених протягом чотирьох років)



de profondeur – глибина

Рисунок 2.5 – Вимірювання всмоктування, проведені на ділянці Бірбік, Bierbeek (піщаний ґрунт), глибиною від 0,5 м до 2,8 м (середні значення на місяць, встановлені на основі вимірювань, отриманих у період з травня 2006 року по червень 2007 року)

За умов негативного порового тиску (рис. 2.6) міцність на зсув може не змінюватися з тією ж швидкістю, що і для зміни додатнього порового тиску. Тому змінена форма Кулона-Мора рівняння необхідно використовувати для опису міцності на зсув ненасиченого ґрунту (тобто ґрунту з негативним тиском порової води). Рівняння міцності на зсув [37] (Bishopet al. 1960):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) tg \phi' + \chi (u_a - u_w) tg \phi'.$$
(2.9)

Це рівняння показує, що міцність на зсув ґрунту може вважатися такою, що має три компоненти: міцність когезії завдяки c', сила тертя завдяки φ' та сила всмоктування.



Рисунок 2.6 – Розподіл тиску води

2.4 Критерій руйнування

Збільшення сил (напружень), що діють на матеріал викликає підвищення деформацій. Якщо ці напруження стають значними, досягається стан розриву. Руйнування геоматеріалів може бути крихкого типу (у випадку камені, бетон тощо) або пластичного типу (у випадку ґрунтів). Однак, слід зазначити, що крихка або пластична поведінка руйнування буде значною мірою залежати від різних факторів і, в першу чергу, наявністю утримуючих сил. Дуже часто руйнування відбувається в одній площині або на сімействі паралельних площин. Критерій розриву зазвичай виражається у зв'язку між напруженнями. В теорії Кулона-Мора цей зв'язок виражений у вигляді відношення, в якому напруження зсуву в площині зсуву до зсувного залежить тільки від нормального напруження в цій площині (рис. 2.7 б):

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{nff}), \qquad (2.10)$$

де τ_{ff} – напруження зсуву (межа міцності) в площині розриву; σ_{nff} – нормальне напруження при зсуві в цій же площині. Це відношення може бути представлено в площині напружень: воно відокремлює зону, в якій матеріали вважаються стійкими від зони, де вони є нестійкими. Коло Мора, що стосується цієї поверхні розриву, знаходиться в граничній рівновазі (рис. 2.7).

Кулонівська модель виражається співвідношенням:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg}\!\varphi, \tag{2.11}$$

де c – зчеплення ґрунту (рис. 2.4 с);

tgφ – коефіцієнт тертя ґрунту (характеризується кутом внутрішнього тертя ґрунту) (рис. 2.4 с).



а – напруження при руйнуванні ґрунту, б – критерій руйнування Мора,
 с – критерій руйнування Кулона

Рисунок 2.7 – Схема критерію руйнування Кулона-Мора

Наш підхід полягає в тому, щоб ввести змінні значення (*c*') і (ϕ ') в критерій руйнування Кулона-Мора з метою врахування втоми ґрунту.

2.5 Врахування впливу вмісту води в дрібнодисперсних ґрунтах

Явище порушення повного зчеплення недренованого та залишкового зчеплення дрібнодисперсних водонасичених ґрунтів були досліджені за допомогою «scissomètre» для змінного вмісту води (табл. 2.1).

Вміст води %	20	22	25	35	40	50	60
Повне зчеплення (кПа)	0,38	2,07	4,65	3,81	3,47	3,35	0,09
Залишкове зчеплення (кПа)	0,19	0,77	1,33	1,30	1,28	1,20	0,09

Таблиця 2.1 – Зміна зчеплення залежно від вмісту води (вимірювання на Micro-Harvard)

Зчеплення ґрунту змінюється від збільшення вмісту води і має гіперболічний характер із межею, що відповідає 25 % від вмісту води, далі знижується до дуже небезпечних значень за межі 55 % води. Форма цієї кривої змінюється залежно від літологічного складу ґрунту [112] (Thiébot and Guillou, 2007).

Ми можемо ввести цю зміну зчеплення безпосередньо до критерію розриву зв'язків Бішопа [16, 47, 49, 51].

Такі ж спостереження відносяться і до зміни кута внутрішнього тертя (отже, в методі Бішопа використаємо коефіцієнт ($K\phi = 0.8$) та ($\phi' = \phi K\phi$.).

Отримуємо:

$$S = 1 / F(c'(w) \ell + \sigma' \tan \varphi'(w)),$$
 (2.12)

де F – фактор безпеки;

l – довжина підошви відсіку.

2.6 Врахування впливу сейсмічних навантажень

2.6.1 Сейсмо-тектонічна характеристика району дослідження

Область дослідження відноситься до басейну Soummam, який представляє собою вузьку впадину, що орієнтована зі Сходу на Захід в регіоні Bouira-M'chedellah, далі з Півдня на Захід до Akbou i Bejaïa. У цій області переважає гірський рельєф, утворений масивним ланцюгом вапняків регіону Kabylie. Він обмежений з півдня рельєфом телліанських шарів (термінальна палеолітична культура), (Durand-Delga et al. 1969; Boudiaf, 1996).

Недавня сейсмічність південного району Bouira відповідає басейну El Hachimia, що орієнтований на південь ланцюгом Bibans, утвореним телліанським шаром (зона 3). Ця область характеризується 131 подією з низькою магнітудою ($0,8 \le M \le 3,5$). Цю сейсмічність можна розділити по відношенню до Oued Eddous (рис. 2.8, 2.9) на дві області:

- Східний регіон Oued Eddous, це відповідає сейсмічності El Hachimia, зазначеної за 85 подіями (0,9 ≤ M ≤ 3,4).

- Західний регіон ріка Eddous, відповідає сейсмічності Aumale, що складається з 49 подій (0,8 \leq M \leq 3,5). У ході своєї історії, цей регіон постраждав від 5 подій магнітудою між 4 і 5 в період між 1923 і 1973 роками. Цей регіон розташований на кордоні Сумам-Бібанс, до якої належить наша область досліджень, де було зареєстровано три історичних землетруси з магнітудою понад 5. Слід також зазначити, що на 30 км на захід від цієї зони знаходиться місце розташування землетрусу Аумале 24/06/1900 з магнітудою Ms = 6,6, що є четвертим за величиною землетрусом в Алжирі після Orléanville (1954 рік), El Asnam (1980 рік), Boumerdès (2003 рік) і Benouar (1994 рік).



Рисунок 2.8 – Сейсмічність El Hachimia на південь від Буйра



Рисунок 2.9 – Сейсмотектонічна карта району дослідження

2.6.2 Сейсмічний нормативний поділ області дослідження

Алжирські Сейсмічні правила (версія 2003 г.) ділять національну територію на п'ять районів за підвищенням сейсмічності, що визначаються наступним чином:

зона 0: незначна сейсмічність;

зона I: низька сейсмічність;

зона (II а): середня сейсмічність (має тенденцію до низької а);

зона (II b): середня сейсмічність (має тенденцію до високої b);

зона III: висока сейсмічність.

Наша область дослідження розташована в зоні (II a) середня сейсмічність, (рис. 2.10).



Рисунок 2.10 – Карта сейсмічного зонування Алжиру

2.6.3 Розрахункові залежності для врахування дії сейсмічних сил

Землетрус – це підземні поштовхи та коливання земної поверхні, що виникають в результаті зміщень та розривів земної кори або у верхній частині мантії та передаються на великі відстані у вигляді пружних коливань.

Для оцінки інтенсивності землетрусу в його осередку використовуються наступні характеристики:

 магнітуда, що представляє собою десятковий логарифм максимальної амплітуди, мк, записи сейсмічної хвилі, отриманої сейсмографом стандартного типу на відстані 100 км від епіцентру;

- енергія, що виділяється при землетрусі *E* (в Джоулях), яка характеризує енергетичний клас землетрусів К = *lgE*.

Між повною енергією, що виділяється в епіцентрі землетрусу *E*, Дж, і магнітудою *M* існує емпірична залежність:

$$lgE = 4,8 + 1,5 \cdot M = K. \tag{2.13}$$

При проектуванні споруд в сейсмічно небезпечних районах необхідно враховувати повторюваність землетрусів, ступінь ризику тощо.

Інтенсивність землетрусу в точці земної поверхні залежить від параметрів землетрусу в його епіцентрі, відстані від епіцентра землетрусу та інших факторів. Для характеристики землетрусу в даній точці земної поверхні використовуються акселерограми, що представляють собою залежності сейсмічних прискорень поверхні ґрунту від часу, одержувані на сейсмостанції. Крім того, можуть використовуватися велосиграми і сейсмограми, що являють собою залежності від часу відповідно швидкостей і зсувів поверхні ґрунту.

Найважливішою характеристикою землетрусу є пікове значення сейсмічних прискорень *a_h* – максимальна ордината акселерограми.

Для оцінки інтенсивності землетрусу використовуються різні шкали. У Північній Америці широко використовується 12-бальна модифікована шкала інтенсивності Меркалли, в Японії та Тайвані – 8-бальна шкала ЈМА (мінімальне значення 0 балів, максимальне – 7 балів) [75]. У ряді країн колишнього СРСР прийнята розроблена С.В. Медведєвим (СРСР), В. Шпохойером (Німеччина) і В. Карніком (Чехія) 12-бальна шкала MSK-64. У країнах Європейського Союзу використовується 12-бальна шкала EMS-98 [53].

В Україні наразі застосовується шкала сейсмічної інтенсивності [10], бальність і характеристики інтенсивності якої збігаються зі скасованою раніше шкалою MSK-64. Відповідно до [10] інтенсивність землетрусів в балах може бути визначена на підставі якісного опису наслідків землетрусів (відчуття людей і впливу на навколишні предмети; впливу на будівлі і споруди різних типів; залишкові явища в ґрунтах і зміна режиму ґрунтових вод) і кількісної оцінки параметрів коливань земної поверхні (амплітуди зсувів, швидкостей, прискорень) [8].

Відгуки про землетруси в Алжирі свідчать про необхідність кращого захисту дорожньої інфраструктури за допомогою більш складних

розрахункових процедур, а також шляхом розробки специфікацій і керівних принципів розрахунку для впровадження інноваційних технологій, які постійно з'являються [52]. Це зобов'язання було чітко відображено у виданнях стандартів проектування мостів з 1990-х по 2000-і роки. Країни, які внесли значний вклад в розробку сейсмічного проектування мостів: США і Канада, Японія, Нова Зеландія і Європа (Kawashima, 2000).

Існує ряд нових та переглянутих сейсмічних норм (кодів), основні з яких:

- Європейські Правила (Eurocode 8) en 1995 року,

- правила Нової Зеландії (Transit New Zeland Bridge Manual), 1995,

- японські правила (Design Specifications of Highway Bridges, Japan) в 1996,

- У Сполучених Штатах публікація двох стандартів (кодів) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges i LRFD Bridge Design Specifications, 1998,

- Департамент транспорту штату Каліфорнія (Caltrans) розробив свій власний сейсмічну код;

- Канадський код (CAN / CSA-S6-00) в 2000 і (CAN / CSA-S6-06), 2006.

При аналізі перерахованих кодів, слід зазначити, що підходи і зміни є більш-менш схожими, в результаті узагальнення приходимо до висновків:

- У кожному коді потрібні характеристики залежать від важливості інфраструктур, класифікованих до 2 або 3 категорії. Для цього при проектуванні використовують коефіцієнт збільшення розрахункових навантажень (Housner, 1994).

- Використання різних методів аналізу, таких як: лінійний статичний аналіз (ESA), лінійний динамічний аналіз (DIA), нелінійний статичний аналіз (ISA), нелінійний динамічний аналіз (DID).

- Використання більш розроблених правил розрахунку для кращої відповідності накопичених знань про землетруси, які враховують динамічні характеристики споруд, такі як власні моди періодів коливань і геометричну конфігурацію конструкції.
Сейсмічний код Алжиру, що входить до сфери Міністерства житлового будівництва, неодноразово оновлювався (1983, 1988, 2000, 2003). Національний центр вишукувань і досліджень в галузі інженерії землетрусів (CGS) опублікував кілька робіт: (CGS, 2006; CGS, 2007; CGS RPOA, 2007).

Існують різні шкали інтенсивності. Наприклад, в Алжирі каталог (довідник) історичної сейсмічності покриває період, інструментальна сейсмічність з 1900 по 1999 рік і з 2000 року до нині використовує шкалу, розроблена в 1964 році Medvedev, Sponheuer et Karnik, називається шкалою MSK.

Землетрус є одним із факторів, який сильно впливає на стійкість схилів. На цьому етапі передбачається краще зрозуміти поведінку схилів під час дії сейсмічного навантаження з точки зору стійкості по відношенню до коефіцієнта безпеки. Нами представлений еволюційний аналіз стійкості, яким запропоноване доповнення в розрахунки стійкості схилів під час землетрусу на основі граничної рівноваги. Ми враховуємо прямі наслідки вібраційних навантажень на розташування частинок в ґрунті, які є критичними для стійкості. Якщо гранулометрична крива зразка ґрунту розміщена в категорії середнього та дрібного піску, з коефіцієнтом однорідності Cu = <2, то існує великий ризик виникнення граничного стану при сейсмічному навантаженні. Потенціал цих впливів визначається за SEED [107] (Seed, H. B., & al (1986)) як здатність ґрунту.

В основі укосу напруження зсуву від землетрусу визначаються піковим прискоренням землетрусу a_h (швейцарські стандарти), та з фактором зменшення (r_d) SEED:

$$\tau = 0,65 \,\frac{a_h}{g} \,\sigma_v \,r_d. \tag{2.14}$$

У тілі укосу вона виражається через максимальне прискорення a_g , що діє в центі мас відсіку [74] (Hujeux J. C.):

$$\tau = 0.65 \frac{a_g}{g} \sigma_v. \tag{2.15}$$

Максимальні прискорення (a_{\max}) виражаються сумою спектральних значень прискорення (a_i) , кожен спектр їх реакції (ω_i) розраховують (коригують) від швидкості впливу (v_s) , [91] (Makdisi, & Seed).

$$a_{max} = [(1,60 \ x \ a_1)^2 + (1,06 \ x \ a_2)^2 + (0,86 \ x \ a_3)^2]^{0.5}; \ \omega_i = c^{st} \frac{v_s}{h} P = \frac{2\pi}{\omega}.$$
 (2.16)

Для заміни напружень силами приймають, що горизонтальна сила, прикладена до відсіку є добутком середнього прискорення на масу відсіку:

$$F_{\rm гориз} = a_{\rm срд} \ m = a_{\rm гориз} \ m.$$
 (2.17)

У той же час, вертикальна сила поєднана із вертикальною складовою сейсмічного прискорення наступною залежністю [80] (Khansal, A.), [94] (Mestat Ph.):

$$F_{\text{верт}} = a_{\text{верт}} \quad m \quad \leftrightarrow \quad F_{\text{верт}} = 0,66 \quad a_{\text{гориз}} \quad m. \tag{2.18}$$

При розрахунках штучних укосів врахування сейсмічних впливів проводилося на основі використання псевдо статичного аналізу.

При цьому підході ефект від землетрусу моделюється шляхом введення додаткової сили, що визначається наступним чином [110]:

$$F = \frac{a \ W}{g} = k \ W.$$

де *а* – сейсмічне прискорення;

W – питома вага ґрунту;

g – прискорення вільного падіння;

k – коефіцієнт сейсмічності.

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$
, $F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$, (2.19)

$$k_h = A, k_v = \pm 0,3A,$$

де *А* – коефіцієнт прискорення, який залежить від сейсмічної зони і групи важливості конструкції (табл. 2.2).

Вертикальні коефіцієнти можуть бути додатними або від'ємними. Додатній коефіцієнт означає низхідний напрямок відповідно до сили тяжіння; від'ємний коефіцієнт означає напрямок, протилежний силі тяжіння.

Важливість	Сейсмічна зона					
конструкції	Ι	IIa	IIb	III		
1	0,15	0,25	0,30	0,40		
2	0,12	0,20	0,25	0,30		
3	0,10	0,15	0,20	0,25		

Таблиця 2.2 – Коефіцієнти прискорення [122]

Ці дві сили прийняті нами з метою врахування сейсмічної сили у нашому методі.

2.7 Врахування армування укосу

Як показав аналіз літературних джерел, найбільш придатним для практичного використання і розрахунків є метод запропонований українськими вченими і висвітлений у [3, 15].

Для розрахунку внутрішньої стійкості армованого укосу спочатку потрібно виконати оцінку стійкості укосу. З цією метою застосуємо спрощений метод Бішопа і визначимо коефіцієнт безпеки:

$$F = \frac{\sum_{n} \left[\frac{c_{i} l_{i} cos\alpha_{i} + (W_{i} - u l_{i} cos\alpha_{i}) tg\varphi}{cos\alpha_{i} + sin\alpha_{i} tg\varphi/F}\right]}{\sum_{n} W_{i} sin\alpha_{i}}.$$
(2.20)

Для спрощення знаходження положення найбільш небезпечної поверхні ковзання використаємо метод Ямбу.

Загальне армуюче зусилля T_{geo} , необхідне для забезпечення заданої внутрішньої стійкості укосу в першому наближенні отримаємо із

розробленого нами удосконаленого методу Бішопа, що буде розглянуто нижче.

2.8 Математична модель удосконаленого методу Бішопа

2.8.1 Спрощений метод Бішопа

Одним із методів, який найчастіше застосовується в інженерній практиці в Алжирі, є метод Бішопа. У цьому методі сили між відсіками не ігноруються, але передбачається, що результуюча сила є горизонтальною.

Як було розглянуто у пункті 1.2.1, у спрощеному методі Бішопа враховуюсь міжшарові горизонтальні сили, вертикальна рівнодійна міжшарових сил дорівнює нулю, отже $X_i = X_{i+1}$, но $E_i \neq E_{i+1}$ (Рисунок 2.12).

Цей метод задовольняє рівновагу вертикальних сил кожного відсіку та рівновагу моментів відносно центра кривої ковзання [72] Huang (2012), [119] R.Whitlow (1995).

Існує ще одна версія методу Бішопа, яка задовольняє всім рівнянням рівноваги, але розбіжність в результатах між чітким і спрощеним методом складає всього 1 % [40] (Bruno et al. 2005).

Метод Бішопа відрізняється від метода відсіків, головним чином, тим, що для знаходження σ_N розглядається рівновага кожного відсіку замість того, щоб прийняти її рівною $W \cos \alpha$.

Дійсно якщо ми складаємо рівняння рівноваги сил для отримання σ'_N, у нас не обов'язково вийде: *W* соsα.

Введення пасивних сил, що діють в реакції (геотекстиль) або активних сил (сейсмічні впливи), не заборонено методом Бішопа.

Якщо відсік знаходиться у стані рівноваги, сили повинні обов'язково задовольняти наступним трьом умовам рівноваги:

n рівнянь для моментів для кожного відсіку $\sum M = 0$;

n рівнянь для вертикальних сил для кожного відсіку $\sum Fy = 0$;

n рівнянь для горизонтальних сил для кожного відсіку $\sum Fx = 0$.

Ці невідомі та рівняння для системи з n відсіків базуються на припущенні: $X_n - X_{n-1} = 0$.

Ці умови ми використали у нашому методі при удосконалені спрощеного методу Бішопа.

2.8.2 Удосконалений метод Бішопа

У нашому удосконалені спрощеного методу Бішопа приймаємо ті ж передумови: потенційна поверхня ковзання є круглою, ґрунт розрізається на елементарні відсіки та передбачається, що між ними існує тільки горизонтальна реакція. Основним рівнянням є рівнянням моментів.

Для ясності та спрощення, Бішоп дозволяє нехтувати силами між відсіками (які присутні з невеликою різницею між блоками) та розміщувати центр тяжіння відсіків на половині їх висоти.

У наш удосконалений метод Бішопа в багатокутник сил введемо сили, які виникають від дії землетрусу, дії потоку ґрунтових вод, армування (рис. 2.11) [16, 47, 49, 51].



ХL, XR, EL, ER – вертикальні та горизонтальні сили між блоками; W – вага блоку; N – нормальна сила; S – сила опору зсуву; α – кут між горизонтальною поверхнею і поверхнею блока по лінії зсуву; r – сила, яка враховує вплив грунтових вод; F_S – сила, яка враховує сейсмічний вплив; Geo – сила, яка враховує армування геосинтетичними матеріалами; θ – кут між горизонтальною і пьезометричною лініями

Рисунок 2.11 – Розрахункова схема: а) розділення укосу на відсіки; b) рівновага відсіку; c) багатокутник сил для удосконаленого методу Бішопа

Складаючи рівняння проекцій всіх сил на вертикальну вісь в центрі відсіку отримуємо:

$$-W + N\cos\alpha - F^{s}_{vert} - r\sin\theta + S\sin\alpha = 0$$
(2.21)
$$N\cos\alpha = W + F^{s}_{vert} + r\sin\theta - S\sin\alpha$$

замінивши (S) (2.5) з врахуванням (2.2) отримаємо:

$$N\cos\alpha = W + F^{s}_{vert} + r\sin\theta - \left[\frac{1}{F}\left(c'(w)\ell + (N-u\ell)\operatorname{tg}\varphi'(w)\right)\right]$$

 $N\left(\left(\cos\alpha - \operatorname{tg}\varphi'(w)\right)\sin\alpha/F\right) = W + F^{s}_{vert} + r\sin\theta - c'(w)\,\ell\sin\alpha/F + u\,\ell\operatorname{tg}\varphi'(w)/F$

$$N = \frac{W - \frac{[c'(w)\ell\sin\alpha + u\,\ell\,\mathrm{tg}\varphi'(w)]}{F}}{(\cos\alpha + (\mathrm{tg}\varphi'(w)\sin\alpha)/F)}.$$
(2.22)

Моменти відносно центу обертання маси, що зсувається:

$$WR_{x} = SR - F^{s}_{vert}R_{x} - F^{s}_{horiz}(R\cos\alpha - h/2) - r\sin\theta R_{x} - r\cos\theta (R\cos\alpha - h/2) + G_{eo}(R\cos\alpha - h/2)$$
$$WR\sin\alpha = SR - F^{s}_{vert}R\sin\alpha - F^{s}_{horiz}(R\cos\alpha - h/2) - (r\sin\theta R\sin\alpha + ((r\cos\theta - G_{eo})(R\cos\alpha - h/2)))$$
(2.23)

замінивши (S) (2.5) з врахуванням (2.2) отримаємо:

 $WR \sin \alpha = R/F \left[(c'(w) \ell + (N - u \ell) \operatorname{tg} \varphi'(w)) \right] - \left[(F^{s}_{vert} + r \sin \theta) R \sin \alpha \right] - \left[(F^{s}_{horiz} + r \cos \theta - G_{eo}) (R \cos \alpha - h/2) \right].$

$$F = \frac{c'(w)\ell + (N - u\,\ell)\,\operatorname{tg}\varphi'(w)}{W\sin\alpha + \left(F_{vert}^{s} + r\sin\theta\right)\sin\alpha + \left(F_{horiz}^{s} + r\cos\theta - G_{eo}\right)\,(\,\cos\alpha - h/(2R))}.\tag{2.24}$$

Підставимо значення N, отримані з (2.16) отримаємо:

$$F = \frac{c'(w)\ell + \frac{W - \frac{[c'(w)\ell\sin\alpha + u\ell \operatorname{tg}\varphi'(w)]}{F} + F_{vert}^{s} + r\sin\theta}{(\cos\alpha + (\operatorname{tg}\varphi'(w)\sin\alpha)/F)} \operatorname{tg}\varphi'(w)}{W\sin\alpha + (F_{vert}^{s} + r\sin\theta)\sin\alpha + (F_{horiz}^{s} + r\cos\theta - G_{eo})(\cos\alpha - h/(2R))}.$$

$$F = \frac{\frac{c'(w)\ell\cos\alpha + [W - u\,\ell\cos\alpha + F_{vert}^{S} + r\,\sin\theta]\,\mathrm{tg}\varphi'(w)}{(\cos\alpha + (\mathrm{tg}\varphi'(w)\,\sin\alpha)/F)}}{W\,\sin\alpha + (F_{vert}^{S} + r\,\sin\theta)\,\sin\alpha + (F_{horiz}^{S} + r\,\cos\theta - G_{eo})\,(\,\cos\alpha - h/(2R))}.$$
(2.25)

З урахуванням суми відсіків маємо:

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c'(w)_i \ell_i \cos \alpha_i + [W_i - (u_{ai} - \chi se_i) \ell_i \cos \alpha_i + F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i] \operatorname{tg} \varphi'(w)_i}{(\cos \alpha_i + (\operatorname{tg} \varphi'(w)_i \sin \alpha_i)/F)}\right]}{\sum \left[W_i \sin \alpha_i + \left(F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i\right) \sin \alpha_i + (F_{horiz_i}^s + r_i \cos \theta_i - G_{eo_i}) (\cos \alpha_i - h_i/(2R))\right]}.$$
(2.26)

Отже, отримуємо явний вираз для F з урахуванням суми відсіків. Початкове значення коефіцієнта F_0 у загальному отримуємо методом Фелленіуса або прийнявши F = 1; надалі продовжуємо розв'язання послідовними ітераціями з бажаною точністю [51] (Das, 2005).

Відмінністю між коефіцієнтом стійкості розробленого нами удосконаленого методу і методом спрощеного і строгого Бішопа є врахування сил, що викликані землетрусом, наявністю ґрунтової води і зусилля натягу в геосинтетичному матеріалі.

Це дозволяє розраховувати інтервал безпеки під час проектування насипів з врахуванням різних впливів, які приймають участь в деформаціях сзуву природного схилу.

2.8.3 Розрахунок армуючого зусилля в геосинтетичному матеріалі

Загальне армуюче зусилля, яке необхідно для забезпечення заданої внутрішньої стійкості укосу визначимо із залежності (2.26):

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c'(w)_i \ell_i \cos \alpha_i + [W_i - (u_{ai} - \chi se_i) \ \ell_i \cos \alpha_i + F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i] \ tg \varphi'(w)_i}{(\cos \alpha_i + (tg \varphi'(w)_i \sin \alpha_i)/F_{Fel})}\right]}{\sum \left[W_i \sin \alpha_i + \left(F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i\right) \sin \alpha_i + (F_{horiz_i}^s + r_i \cos \theta_i - G_{eo_i}) \ (\cos \alpha_i - h_i/(2R))\right]}$$

Введено заміну, позначимо зменшуване через *А*, тоді формула (2.27) буде мати вигляд:

$$A = \left(\sum \left[\frac{C'(w)_i \ell_i \cos \alpha_i + [W_i - (u_{ai} - \chi \, se_i) \, \ell_i \, \cos \alpha_i + F_{vert_i}^s + r_i \, \sin \theta_i] \, \mathrm{tg} \varphi'(w)_i}{(\cos \alpha_i + (\mathrm{tg} \varphi'(w)_i \, \sin \alpha_i) / F_{Fel})} \right] / F \right). \quad (2.28)$$

$$\sum \left[(F_{horiz_i}^s + r_i \, \cos \theta_i - G_{eo_i}) \, (\cos \alpha_i - h_i / (2R)) \right] = A - \sum \left[W_i \, \sin \alpha_i + \left(F_{vert_i}^s + r_i \, \sin \theta_i \right) \, \sin \alpha_i \right].$$

$$\sum \left| G_{eo_i} \, (\cos \alpha_i - h_i / (2R)) \right| =$$

$$= \sum \left[(F_{horiz_i}^s + r_i \, \cos \theta_i) \, (\cos \alpha_i - h_i / (2R)) \right] - A + \sum \left[W_i \, \sin \alpha_i + \left(F_{vert_i}^s + r_i \, \sin \theta_i \right) \, \sin \alpha_i \right]. \quad (2.29)$$

$$T_{geo} = K_{\text{MeT}} \cdot \sum |G_{eo_i} (\cos \alpha_i - h_i / (2R))|, \qquad (2.30)$$

де К_{мет} – коефіцієнт врахування зменшення міцності геосинтетика.

Армуюче зусилля в окремому шарі геосинтетика G_{eoi} входить під знак суми і зменшується на величину, яка є функцією косинуса кута нахилу блока, його висоти і радіуса кривої ковзання. З метою компенсації цього зменшення і врахування стохастичних чинників, які можуть впливати на кінцеву міцність геосинтетичного матеріалу у залежність (2.30) введено K_{met} – коефіцієнт врахування зменшення міцності геосинтетика:

$$K_{\rm Met} = f(\alpha, h, R). \tag{2.31}$$

81

З метою встановлення значення *K*_{мет} був виконаний аналіз величини *ω* для різних видів ґрунту і різних величин радіуса кривої ковзання.

$$\omega = (\cos \alpha_i - h_i / (2R)). \qquad (2.32)$$

Встановлено, що дана величина змінюється в діапазоні

$$0,68 \le \omega \le 1,0,$$

відповідно значення

$$1,0 \leq K_{\text{Met}} \leq 1,47,$$

дисперсія величини середнього значення коефіцієнта К_{мет} коливалася

$$0,008 \le \sigma^2 \le 0,010,$$

що говорить про невеликий розкид цих значень.

Для подальших розрахунків, враховуюче вищевикладені передумови приймаємо максимальне значення $K_{\text{мет}} = 1,5$.

2.9 Розробка методу застосування географічних інформаційних систем для оцінки стійкості схилів

2.9.1 Загальні положення

В Алжирі, формальні процедури картування небезпеки зсуву засновані на підході, званому «Експерт». Цей підхід полягає в тому, що відповідальна особа, виходячи з його власного досвіду роботи та / або подібних випадків, призначає значення кожної змінної (наприклад: нахил, геологія, наявність грунтових вод, вид ґрунту тощо), а також їх розподіл по площі району дослідження.

Геоінформаційна система (Географічна інформаційна система або ГІС) – це інформаційна система, що призначена для збору, зберігання, пошуку та оперування даними про територіальні об'єкти. Цей метод підходить для роботи, але часто залишається проблемним через відсутність об'єктивності, невідновлюваний характер і є джерелом багатьох помилок, пов'язаних з цим.

Територіальна ГІС дозволятиме не тільки отримувати за запитом семантичну інформацію про об'єкти на карті, але і прогнозувати розвиток території, дозволяти керівництву регіону опрацьовувати варіанти можливого будівництва директивних рішень, нового району міста, автомобільної дороги тощо. При цьому ГІС разом із системою імітаційного моделювання зможе показати проектантам, ЯК перерозподіляться навантаження, склад і інтенсивність транспортних потоків.

ГІС разом з моделлю території, доповненою моделями фізичних процесів, що протікають в комунікаціях, за рахунок моделювання можуть полегшити життя багатьом службам.

Підхід, що реалізований в нашому дослідженні, є альтернативою відображенню (складанню карт) «Експерт»: підхід називається «непрямим», що вважається більш об'єктивними.

Цей метод використовує статистичні інструменти, інтегровані з ГІС для виявлення статистичних взаємозв'язків між місцем розташування відомих зсувів (ідентифікованих під час інвентаризації) і ряд пояснювальних факторів, представлених в картографічній формі (наприклад, рельєф, геологія, гідрологія, використання землі тощо). Ці методи були широко перевірені, затверджені і покращені вченими, починаючи з 1990-х років, але рідко використовуються для процедури регуляторної картографії ([113] Thiery i al., 2004; [93] Malet і Maquaire, 2008). Ці методи зазвичай використовуються в дрібних масштабах (1 : 50 000, 1 : 25 000), але рідко в крупних масштабах (1 : 5000), які розглядаються як еталонні шкали для нормативного картування природних небезпек. Ці недоліки мають місце в основному через труднощі в отриманні досить докладних даних і/або конкретних, які пропонують відповідне подання місцевості відповідно до масштабу роботи.

Враховуючи ці міркування було вирішено порівняти результати, отримані за декількома підходами.

2.9.2 Просторова оцінка схильності до зсувів

У нашому дослідженні оцінку небезпеки зсувів проводили з використанням основних трьох методів: Детермінований – за методом скінченних елементів (МСЕ), Статистичний – кількісні співвідношення за методом частотних відносин (ЧВ) і Евристичний (Напів-Кількісний) – методом аналітичної ієрархії процесу (АНР).

В геонауковій літературі існують інші методи для оцінки схильності до зсувів, такі як LR, SVM, DT, ANN і WoE ([100] Pradhan et al., 2016 року; [68] Наdji et al. 2017). Кожен підхід залежить від певних припущень.

1. Детермінований метод – ці методи засновані на аналізі стійкості схилів з урахуванням фізико-механічних властивостей місцевості (метод граничної рівноваги, метод скінчених елементів тощо). Вони є точними і об'єктивними, але мають недолік, є дорогими і їх застосування обмежується невеликими ділянками або локально.

2. Кількісний метод – ці статистичні методи використовуються для оцінки стійкості ґрунту з використанням математичних алгоритмів для визначення кількісної оцінки існуючої кореляції між сприятливими факторами і зсувами.

3. Напівкількісний метод — ці евристичні підходи дозволяють оцінювати стійкість ґрунтів завдяки напівкількісному підходу, що приводить до поділу досліджуваних ділянок на: «дуже небезпечні», «небезпечні», «помірно небезпечні», «безпечні», «дуже безпечні».

Правила для визначення двох останніх варіантів, є результатом складання декількох карт та інформації, отриманої з польових спостережень та інтерпретації інвентаризації вже перерахованих зсувів. Оцінюючи схильність до зсувів, нами вибрані фактори, що впливають на початок зсувів грунту. Кожному з них привласнювали вагові коефіцієнти, кожен з яких представляє внесок цього чинника в потенційну нестабільність схилу. Кожен фактор включає в себе кілька рівнів залежно від ступеня його сприйнятливості, яка перераховується значеннями індексу. Потім ці карти накладаються одна на одну і індекси підсумовуються з урахуванням ваг різних факторів. Цей тип методу також використовувався Алжирським Офісом Гірничо-Геологічних Досліджень BRGM для створення карт небезпеки залягання грунтів в масштабі 1 : 25000 та 1 : 50000.

2.9.3 Статистичний підхід до розрахунку стійкості схилу ділянки дороги А1

Явище зсуву є результатом об'єднання декількох природних і антропогенних факторів. Під час виконання земляних робіт на дорозі в районі Ханіфа (від ПК 235 до ПК 245 автомагістралі А1 Схід-Захід) на трасі було розташовано кілька наземних зсувів. Оцінка сприйнятливості цих земель до зсувів дуже цікава для планування і проведення інженерних розробок в галузі цивільного будівництва. Другий підхід, який буде представлений в цьому розділі, є статистичний метод, заснований на двовимірній кореляції між зсувами і факторами, які можуть бути їх причиною (такими як: літологія, лінеаменти (обриси), рельєф, експозиція, стійкість ґрунтів, дренажна мережа і опади). Для дистанційного зондування зсувів, геообробки та моделювання у ГІС були методологічно застосовані супутникові технології. Наші дослідження [50] охоплюють площу 32,845 км², обмежену широтами 36°14'12 "до 36°16'36" N і довготами 04°14'78 "до 04°18'92" Е. Погодні умови в цьому регіоні характеризуються холодним і дощовим сезоном з жовтня по березень і ще одним жарким і сухим з квітня по вересень, середні значення кількості опадів складають біля 775 мм. В літології переважають вивітрені мергелі, глини, вапняки і поверхневі відкладення з конгломератами, мулами і гравієм, які характеризуються схильністю до зсувів.

Основна мета цієї частини дослідження полягала в оцінці схильності ґрунтів в районі Ханіфа до зсувів з метою запропонувати альтернативну трасу дороги, менш схильну до таких явищ на основі ГІС і розробленого удосконаленого методу Бішопа.

Дослідження проводилося в чотири етапи:

1) інвентаризація зсувів і підготовка інформації про фактори, які можуть бути причиною зсувів (топографія); матеріали: літологія нижніх шарів або поверхневих утворень; землекористування; геоморфологія на основі геологічних карт, супутникових знімків, цифрової моделі місцевості; вимірювання опадів і польові дослідження;

1a) аналітичний розрахунок фактора безпеки за удосконаленим методом Бішопа;

2) рівноваги різних критеріїв з використанням методу відношення частоти (RF);

3) створення карти схильності місцевості для зсувів;

4) затвердження результатів з використанням кривої (операційна характеристика приймача) ROC.

Крива ROC являє собою графік, який представляє продуктивність моделі класифікації для всіх порогових значень класифікації. Ця крива показує справжню позитивну норми (VP) в залежності помилкової позитивної норми (FP):

Справжня позитивна норма (TVP) визначаються наступним чином:

$$TVP = VP / (VP + FN).$$
(2.33)

86

Хибна позитивна норма (TFP) визначається наступним чином:

$$TFP = VP / (FP + VN), \qquad (2.34)$$

де VP – справжні позитивні;

FP – помилкові позитивні;

FN – хибний негативний;

VN – справжні негативні.

Крива ROC відображає значення TVP і TFP для різних рівнів класифікації (рис. 2.12). Для обчислення точки на кривій ROC, ми обчислимо площу під цією кривою, або для обчислення точки на кривій AUC, ми обчислимо інтегральними розрахунками. Це значення вимірює повноту двовимірної площі розташованої під всією кривою ROC від (0,0) до (1,1).

AUC забезпечує сукупний показник продуктивності для всіх можливих порогових значень класифікації. Можна інтерпретувати AUC як міру імовірності того, що модель оцінює випадковий позитивний приклад над випадковим негативним прикладом.



Рисунок 2.12 – Норми VP і PF для різних порогів класифікації і AUC під кривою ROC

Висновки по розділу

1. Спрощений метод Бішопа, який задовольняє тільки рівновазі моментів, дає такі ж точні результати, як і методи, які задовольняють всім умовам рівноваги (сил і моментів).

Коефіцієнт безпеки, що визначений з рівноваги сил, більш чутливий до припущень, які застосовуються до сил зсуву між відсіками, ніж коефіцієнт безпеки, який визначається за моментами рівноваги. З цієї причини в роботі прийнятий за основу для удосконалення метод аналізу, при якому задовольняються моменти рівноваги, метод Бішопа.

2. Дія ґрунтових вод на стан зсувного схилу проявляється різними шляхами, викликаючи зміну напруженого стану масиву і фізико-механічних властивостей ґрунтів, а також обумовлюючи розвиток фільтраційних деформацій її не врахування, як і дії сейсмічних сил може призвести до не точних розрахунків армоґрунтової конструкції і як наслідок, до її руйнувань.

 Просторове картографування небезпеки зсувів з використанням ГІС, є перспективним напрямком для проектування трас в гірських умовах, зокрема Алжиру.

4. Результати досліджень розділу викладено у наступних публікаціях [16, 47, 49-51].

РОЗДІЛ З

МАТЕМАТИЧНЕ ТА ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТІЙКОСТІ УКОСІВ І СХИЛІВ

3.1 Особливості ґрунтових умов Алжиру

3.1.1 Загальні положення

Грунт є елементом природного середовища, пов'язаний зі структурою, текстурою, рослинністю, кліматом та дією людини. Його минулі і теперішні зміни, паралельно еволюції різних чинників його формування, пояснює минулу і сучасну еволюцію цього природного середовища, в якій він знаходиться в рівновазі. Генетичне дослідження ґрунтів можливе тільки в зв'язку з навколишнім середовищем, яке його пояснює і що воно, в свою чергу, висвітлює. Але при формуванні ґрунту кожен елемент середовища діє в значній мірі незалежно: існує скоріше збіжність ефектів, ніж комбінація. В Алжирі це зближення призводить до широкомасштабної і дуже активної ерозії ґрунтів.

Ерозія бере участь у формуванні алжирських ґрунтів тільки як фактор регресивної еволюції. В районі алжирського Теллья розповсюджені різні прояви ерозії (яри, зсуви тощо). Загальновідома небезпека явища ерозії. Потребують додаткового вивчення форма та процеси ерозії ґрунтів в Алжирі.

Зростаючий економічний і соціальний розвиток в гірському регіоні Алжиру вимагає створення відповідної дорожньої мережі. Нажаль, дорожнє будівництво стикається з браком будівельних матеріалів стандартизованої якості. Місцеві матеріали, в основному вапнякові туфи, можна розглядати як альтернативу при будівництві дороги.

Туфи визначаються як поверхневі формування, м'які, пухкі, пористі, світлого кольору, що складаються в основному (але не виключно) з карбонату кальцію. Вони відносяться до четвертинного періоду і є результатом певної кількості перетворень шляхом розчинення і осадження. Залежно від їх хімічного складу туфи згруповані в три категорії: вапнякові туфи, гіпсові туфи і змішані туфи [34] (Ben Dhia, 1983).

3.1.2 Вапнякові туфи

Вапнякові туфи існують в більшості країн Середземноморського басейну в районах із сухим кліматом. Велика кількість цього природного матеріалу набуває все більш широкого використання в якості дорожнього матеріалу. Вони існують в порошкоподібному, комковому або дуже ущільненому стані; вони обумовлені цементацією, накопиченням або заміною більш-менш великих об'ємів ґрунтів, гірських порід або матеріалів, змінених вапняком в зоні інфільтрації.

З технічної точки зору «вапнякові туфи – це вапняні породи з стиранністю за методом Лос-Анджелес більше 60, щільністю менше 20 кН/м³, міцністю на стиск від 5 МПа до 10 МПа і вмістом тонкодисперсних включень проходячи через решета 80 мкм, отримане на фракції 0/20 з матеріалу після екстракції, становить близько 10-40 % [28] (Alloul, 1981).

3.1.3 Гіпсові туфи

Гіпсові туфи представляють собою формування, аналогічні до вапняних туфів. Вони дуже розповсюджені в районах із сухуватим кліматом, де недостатньо опадів для вилуговування гіпсу, який вже існує в старовинних геологічних формаціях (крейдовий до міопліоцена) (Alfaya, 2004). Цей мінерал, який являє собою активний елемент цементації цих формувань, має дуже низьку твердість; його можна подряпати цвяхом. Ця особливість може виявитися достатньою для того, щоб заборонити використання гіпсу в якості матеріалу земляного полотна дороги в напіввологих та напівзасушливих регіонах.

Гіпсові туфи, зазвичай розташовані горизонтальними шарами на одному рівні або можуть розташовуватися під шарами ґрунту. В Алжирі вони

займають великі території на півдні і південному заході від м Бискра до м Туніс.

3.1.4 Змішані туфи

Змішані туфи являють собою суміш із гіпсових та вапнякових туфів де домінує карбонат або переважають сульфатовані кальциновані гіпсові туфи. За певної посушливості, розвиток вапняних туфів припиняється біля джерела через недостатність опадів для розчинення і стікання вапняку в бік схилів; і навпаки, при переході від клімату пустелі до напівпосушливого клімату гіпс стає нестійким в ґрунті через його значну розчинність, потім гіпсові туфи заміщуються вапняними туфами.

3.1.5 Утворення карбонатних туфів

Формування карбонатних туфів відповідає певним критичним кліматичним умовам. Для того, щоб на поверхні ґрунту утворювалася помітна кора, опади повинні бути здатні розчиняти велику кількість карбонатів, не перевищуючи певного граничного значення, при якому вони можуть переносити всі або більшість цих карбонатів в морські басейни або Кристалізований карбонат кальцію озера. формується кальцитом 3 ромбоедричною симетрією. Він є суттєвою складовою вапняків, які сприяють формації карбонатної скоринки. Вапняк утворюється від розчинення прилеглих вапнякових масивів взимку. Транспортування здійснюється або у вигляді твердих частинок, захоплених під час осадження, або шляхом розчинення карбонату кальцію у воді, завантаженої вуглекислим газом СО₂. Ця вода перетворює вуглекислоту в [34] (Ben Dhia, 1983): $H_2O + CO_2 \rightarrow$ H_2CO_3

Отримана таким чином вуглекислота призводить до розчинення вапняку:

$$CaCO_3 + 2H_2CO_3 \rightarrow Ca (HCO_3)_2 + H_2O + CO_2$$

Розчинність карбонату кальцію CaCO₃ у воді посилюється при високому вмісті вуглекислого газу CO₂ та низькій температурі.

Тверді частинки утворюються осадженням або випаровуванням. Вода більше заряджається насичується карбонатами при низьких температурах та повільному русі. При попаданні на рівнину або на нагір'я, вода просочується в землю.

Явише посилюється капілярним всмоктуванням, пов'язаним 3 випаровуванням і випаровуванням-транспірацією через рослинність. Явища всмоктування зниження тиску проміжної води фактично викликають розчиненого СО₂ і осадження карбонату. Підвищення вивільнення температури прискорює реакцію без нього необхідно, але депресія відіграє фундаментальну роль. Процес осадження кальциту складніший, ніж просте випаровування розчинника; затвердіння вапняного в'яжучого триває багато часу.

3.1.6 Використання туфів при будівництві дорожніх одягів

Туфи є значним ресурсом дорожніх матеріалів, особливо вони цікаві та економічно вигідні для багатьох країн з посушливим або напівпосушливим кліматом. Ці матеріали, коли їх використовують у дорожніх одягах, демонструють набагато кращу поведінку, ніж їх геотехнічні характеристики, в порівнянні зі специфікаціями країн помірного клімату.

В Алжирі, майже протягом півстоліття, тисячі кілометрів економічних доріг низьких категорій, були побудовані з туфів. Ці матеріали охоплюють всю алжирський мережу доріг в посушливих і напівпосушливих зонах.

Вапнякові туфи використовуються в дорожній галузі в основному у вигляді незв'язаних агрегатів для будівництва дорожніх одягів з низьким транспортним потоком. Найчастіше використовується в основах дорожніх одягів. Обробка туфів рекомендується в особливих випадках (ділянки, схильні до інфільтрації або з підвищеними поверхневими стоками, матеріали з відхиленнями від нормативних характеристик).

Велике розповсюдження туфів призвело до того, що багато країн регулярно їх використовують і, отже, встановлені стандарти і геотехнічні специфікації на основі досвіду їх застосування.

У багатьох країнах існують правила використання туфів. В Алжирі вони поділяються на три категорії в порядку збільшення крихкості, а саме:

• Скелетні туфи (L.A. < 35%) – це матеріали, які мають першочергове застосування оскільки наближаються до класичних матеріалів і піддаються дробленню.

• Найбільш поширені і найбільш часто використовуються пухкі туфи (35% > L.A. > 55%) – характеризуються простим процесом добування та застосування.

• Порошкоподібні туфи (L.A. > 55%) є легкими екстракційними матеріалами, але вони складні у використанні.

Вміст карбонату кальцію обмежується 70% для туфів, що рекомендовані у застосуванні в якості структурних шарів. В даний час враховуються критерії несної здатності CBR, а також показники за індексом пластичності і розміром зерна.

У різних країнах правила і стандарти різні. Стандарти можуть відрізнятися в залежності від типу використовуваних показників і рівня вимог.

Стосовно Алжиру розроблені Технічні Специфікації Автомобільних Доріг для Сахари (ТРС) [45] (СТТР, 2001), в яких чітко визначені області застосування кожної категорії туфів, порогові значення, які повинні встановлюватися залежно від використання матеріалу, місця розташування об'єкту та інтенсивності руху. Обмеження стосуються розміру часток, твердості, показника пластичності, несної здатності і відсотка сульфатів і карбонатів. Зчеплення нормується тільки для гіпсових пісків. Національний Орган Технічного Огляду Громадських Робіт (СТТР) включив в Алжирський каталог параметрів автомобільних доріг інструкції, що стосуються використання туфів на дорогах. Обмеження включають: гранулометрію, вміст карбонатів і сульфатів. Для гіпсових пісків нормується мінімальна міцність на стиск. Регламентується область застосування. Межові значення визначені залежно від рівня навантаження, якому піддається матеріал (постійні та тимчасові навантаження).

Цей процес залежить як від міцності матеріалу, так і від машин, які використовуються для їх ущільнення. У таблиці 3.1 наведені різні норми щодо використання вапнякових туфів з різних країн-користувачів.

Таблиця 3.1 — Порівняння різних характеристик використання вапнякових туфів

		Алжир				Π:		
Показнгики	Шар	TRS	Struillou i	CTTP	Туніс	Аргентина	Ливденна	
		(1966)	Alloul (1984)	(2001)			Африка	
	Осн.			20-40	< 40			
Dmax (mm)	Дод. шари	/	/		< 20	< 38	19 - 53	
	осн.				< 20			
% < 80 µm	Осн.			22 - 32	< 20	5 - 20		
(max)	Дод. шари	< 30	≤ 30		< 20 (на ситі)	3 - 10	_	
(IIIdX)	осн.					5 - 10		
	Осн		40 - 100		/	> 40		
Innerc CBR		/	(зона II i III)	/			60 – 100 (*)	
підеке СВК	Дод. шари	/	30 - 90	,		> 80		
	осн.		(зона IV)					
Коефіцієнт	Осн.		100	-	-	-	-	
Пос-Анлжелес	Дод. шари	-	30 - 100 (*)			> 45	-	
лос таджелее	осн.		50 100()			/ + J		
0/ Van Gawar	Осн.		> 60	45	> 40			
$(CaCO_2)$	Дод. шари	-	> 70		> 50	-	-	
(CacO ₃)	осн.		> 10		> 50			
% < 0,425 mm		/	/	36 - 52	10 - 30	10 - 30	15 - 55	
(max)		/	/	50 52	(на ситі)	10 50	15 - 55	
Межа		/	/	< 40	< 30		25 - 40 (*)	
текучості		/	/	< 1 0	< 50		23 40()	
Межа			< 10 (зона I)					
пластинності		< 13	<13 (зона II)	< 15	< 10	< 6	8-15 (*)	
пластичности			< 16 (зона III)					
% Сульфати		/	сліди (зона II)	/	< 3	/	/	
(CaSO ₃)		/	5 (зона II)			/	/	
RC (MPa)		> 0,2	/	/	/	/	/	

3.2 Геохімічна, мінералогічна і геотехнічна характеристики досліджуваної ділянки

У ході виконання дисертаційної роботи з метою встановлення характеристик ґрунту для подальших розрахунків за удосконаленим методом Бішопа і для використання в ГІС нами було виконано оцінку геохімічної, мінералогічної та геотехнічної характеристик на різних зразках ґрунту, взятих з досліджуваної ділянки, що дозволяє краще зрозуміти і краще передбачити їх поведінку [12, 18, 104].

3.2.1. Геотехнічна характеристика

В наступному розділі будуть більш детально розглянуті геотехнічні випробування, в цьому розділі наведено попередні механічні характеристики для кращої оцінки часток дрібної фракції:

1) Відбір проб. Для виділення шарів корінних порід здійснювалося за допомогою геологорозвідувальних свердловин (рис. 3.1). Геологічні утворення, які спостерігалися під час геологорозвідувальних робіт, зверху вниз: міцний гравій змінної товщини від 0 м до 2 м і знаходиться в ярах. Суглинки галькові різної товщини від 0 м до 2 м, на поверхні схилу або біля підніжжя схилу. Глини змінної товщини від 10 м до 30 м розташовані на ділянці ПК240 + 847. Мергель повністю вивітрилий товщиною від 0 м до 2 м. Мергель дуже вивітрилий, товщиною від 2 м до 6 м.

2) Гранулометричний аналіз. Аналіз розміру частинок, виконаний на трьох зразках, дозволяє визначити масовий відсоток зерен різних діаметрів, що складають зразки. Найбільш характерний тест включає:

- Просіювання для розподілу частинок розміром більше або рівним 63 мкм по масі.

- Седіментометрія для розмірного розподілу по масі частинок розміром менше 63 мкм.

Слід зазначити, що фракція глини, що характеризується діаметром менше 63 мкм, становить приблизно 70% по масі зразка глини. Інша частина зразка складається з мулу і дрібного піску. Цей ґрунт являє собою тонкодисперсу глину відповідно до класифікації ASTM (Gee and Bauder, 1986 [57]; ASTM, 2011 [32]).



Рисунок 3.1 – Ящик вибірки проб ПК 240 + 847



Рисунок 3.2 – Інтегральна крива гранулометричного складу

3.2.2 Мінералогічна характеристика

Аналіз за допомогою дифракції рентгенівських променів X (DRX): для визначення мінералогічного складу шару глини. Це метод, заснований на дифузії монохроматичних рентгенівських променів X (DRX) по площинах решітки кристалів, що містяться в зразку. Ці зразки повинні бути підготовлені заздалегідь, в них породу розтирають в порошок з оптичною гранулометрією (приблизно від 20 до 40 мкм). Аналіз порошку виконують під монохроматичним пучком рентгенівського випромінювання за законом BRAGG (N λ = 2d sin θ) (Moore et Reynolds 1989 [95]; Kim et al. 2001 [81]).

Отримані результати вимірювань представлені у вигляді дифрактограми для кожної обробленої проби. Різні міжплощинні відстані кожного піку для різних мінеральних видів дають інформацію про назву мінералу та його процентний вміст.

Для якісного і кількісного визначення мінералогічного складу за допомогою дифракції рентгенівських променів X (DRX) матеріалів та глинистих мінералів, в аналітичних лабораторіях зазвичай використовують два способи. Це, по-перше, аналіз загального сухого порошку і, по-друге, глинистої фракції (менше двох мікрон).

Перший спосіб, відомі порошки, забезпечує основу кваліфікацію всіх мінералів, які зустрічаються (кварц, польовий шпат, оксиди і гідроксиди заліза, карбонатів тощо).

Аналіз глинистої фракції розміром менше 2 мкм, як правило, не є репрезентативним. Рентгенівський X (DRX) аналіз мулистої фракції (виконано у вигляді агрегатів, орієнтованої після вилучення всього матеріалу), тим не менше, забезпечує хорошу оцінку як якісних, так і напівкількісних різних компонентів глини через застосування трьох класичних діагностичних тестів: висушування, після сольватації з багатоатомними спиртами. (З етилен гліколь EG l'éthylène glycol або гліцерин glycérol Gl,), і потім нагрівання до (500 °C). апарат тип D8 Advance Bruker обладнаний рентгенівської трубкою променів X з Cu антикатода (науководослідний підрозділ, фізика, УФАС, Сетіф.1). Виправлені інтенсивності підсумовуються і відносний відсоток кожного мінералу розраховується по відношенню до суми 100%.

Аналіз різних зразків показує, що глина складається з кварцу, кальциту, польового шпату і в основному з каолініту та ілліту (Каолініт – мінерал, що складається з гідратованого силікату алюмінію, Al₂Si₂O₅ (OH)₄ з групи силікатів); (ілліт — червона глина, назва Illite походить від Американського Штату Іллінойс).



Рисунок 3.3 – Загальний аналіз зразків

Глинисту фракцію аналізували з нормальних орієнтованих пластин, насичених розчином солі протягом 12 год в тиску пари та нагрівали до 490 °C протягом 4-х годин. Пропорції оцінюються на підставі значення піків.

3.2.4 Аналіз за допомогою інфрачервоної спектроскопії (FTIR)

Інфрачервона спектрофотометрія (в середній інфрачервоній області спектра 400-4000), дозволяє характеризувати частоти функціональних груп. Становить значний інтерес для вивчення структури глинистих ґрунтів.

Цей аналіз був виконаний на тих же зразках, як і в попередніх дослідженнях. Всі адсорбційні смуги, які стосуються фази глини і домішок досліджуваних зразків були розглянуті. Відповідні інфрачервоні спектри показані на рисунку 3.4. Смуги слабкої інтенсивності, розташовані на +798 см⁻¹ і близько 750 см⁻¹, що свідчить про присутність каолініту (Russel et Fraser, 1996 [102].

Карбонати виявляються практично у всіх зразках, вуглеці були виявлені з смугової характеристикою на 1400 см⁻¹. Здатність глин до здимання при проникненні полярних молекул між площинами проявляється на проміжку 1400-1600 см⁻¹ і здатність до поглинання води між 3600-3700 см⁻¹. Слід відзначити, що шари сильно водопоглинаючого каолініту з'являються на 3600-3800 см⁻¹. Їх характерні шари залягають на 1400 см⁻¹. Потужність рухливих глин проявляється в діапазоні 1400-1600 см⁻¹, адсорбція води між 3600-3700 см⁻¹. Наведено в основному ті групи, які відповідають коливанням зв'язків Si-O, Si-O-Al, Si-O-Mg, Al-Al-OH і Цi Al-Mg-OH. результати підтверджують результати дифракції рентгенівських променів Х, де присутні глини групи монтморилоніту і каолініту.



Рисунок 3.4 – Інфрачервоний спектр трьох досліджених зразків

3.2.5 Хімічний аналіз ґрунту

Хімічні аналізи виконуються за допомогою рентгенофлуоресцентної спектрометрії (FRX). використовуються рентгенівські промені X з довжиною хвиль від кількох десятих до кількох десятків Ангстрем. Цей метод заснований на взаємодії випромінювання X з електронами в глибоких шарах атомів. Ці взаємодії призводять до внутрішньої реорганізації електронів, відповідальних за випуск характерного випромінювання, яке буде ідентифікувати досліджувані атоми. Вимірювання інтенсивності характерних ліній в свою чергу, допоможе визначити відсотковий склад аналізованого зразка.

Результати отримані у вигляді таблиці 3.2, яка містить відсотки основних елементів у формі оксидів.

Таблиця 3.2 – Результати хімічного аналізу для трьох зразків і їх середнє значення.

N°	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	FeS ₂
зразка							
1	39,342	26,880	08,922	2,212	3,010	0,100	0,120
2	40,440	25,342	09,012	2,010	2,920	0,086	0,050
3	38,426	23,284	09,940	1,962	2,442	0,062	0,180
Среднє	39,470	25,169	09,291	2,061	2,791	0,083	0,117

Цей хімічний аналіз дозволяє зробити наступні висновки (Два найбільш характерних елементи):

- SiO₂ із середнім вмістом 39,470 %.

- Al₂O₃ із середнім вмістом 25,169 %.

- Присутність Fe₂O₃ з великою часткою (9,291 %), ймовірно, через вивітрювання сланців.

- Підвищені рівні SO₃ (0,083%) і FeS₂ (0,117%) свідчить про наявність гіпсу і піриту.

3.3 Характеристика рельсфу в районах дослідження

Морфоструктурний аналіз району дослідження показує неоднорідну місцевість з деформованими, тріщинуватими геологічними рівнями і нестійкими схилами з іноді досить великими масовими зсувами. Різні підняті провали показують ряд хвилястостей з різкими змінами провалів.

Морфологія місцевості показує велику вапнякову масу у напрямку схід-захід, ймовірно, відповідальну за морфологічний нюанс і морфодинамічний між вологішим і більш нестійким північним схилом і південним схилом сухішою, що робить морфогенетичні дії менш щільними. На північ від Сіді-Айса, топографія стає нерегулярною, вона характеризується в основному схилами, які часто зрізані ярами і межиріччями. Поглиблення річки Ель-Морхір має долину у вигляді приймального басейну, яка розташована переважно в неогенових глинах.

3.3.1 Деформації ґрунтів в місці дослідження

Четвертинний період представлений моренними відкладеннями, останнього льодовикового періоду (Würm). Область дослідження прикриває всю нижню площадку. яка представляє собою фрагменти пісковика з аллювіем і глиною-піщано-гравійних проллювієм, а також вапняки, що виникли в результаті ерозії.

Зсуви в коллювії (colluvium) представляють собою обмежені поверхневі ковзання (довжиною від 50 м до 100 м) рисунок 3.5. Вони розташовані біля підніжжя вапнякової смуги в східній частині району дослідження. Вони мають дуже подовжену форму з відношенням довжини до ширини від 1 до 4, що відповідає потоку піщано-глинистих і кам'яних матеріалів.

Зсуви в моренах старі. Безсумнівно, причиною цих зсувів є вода, оскільки всередині кожного з них є джерело води.



Рисунок 3.5 – Зсуви в коллювії (colluvium)

3.3.2 Геоелектричний профіль (Томографія)

Томографія питомого електроопору є геоелектричним методом, що дозволяє отримувати зображення з високою роздільною здатністю за електроопором в двох або трьох вимірах геологічних формацій [87] (Lebourg & Frappa, 2001). Аналіз контрастів питомого опору дозволяє визначити розриви, розломи і канали переважного дренажу [106] (Schmutz et al., 2000). Ми реалізували профіль електричної томографії і провели псевдо-секцію з диполь-дипольної системою (Sharma, 1998). Електричні профілі довжиною 300 метрів і шириною до поля ковзання. Профіль складається з 30 електродів, розташованих на відстані 10 метрів один від одного.

Записуюче обладнання являє собою «Інструмент IRIS-Syscal Pro». Для інтерпретації псевдо-секції, де значення електричного питомого опору повинні бути віднесені до кожної формації, що присутня в цьому секторі. У наступній таблиці наведено кореляції між геологічним утворенням і електроопором (табл. 3.3). Дані оброблялися з використанням програмного забезпечення RES2DINV.

Літологія:	Глина	Насичена	Мергельна	
	1 Jiiiiu	глина	основа	
Питомий опір:	1500/2000 Ω.m	150/500 Ω.m	>4000Ω.m	

Таблиця 3.3 – Природа грунту на основі отриманого питомого опору псевдо-секції.

Дипольно-дипольний профіль на поверхні показує відносно високі питомі опори із-за наявності сухих глин. Нижче ми спостерігаємо набагато нижчі питомі опори, що інтерпретуються пов'язаними з насиченням глин. Ще глибше, але тільки на лівій стороні профілю, ми розрізняємо формування, де питомий опір дуже високий.

Це визначається основними породами, що характерні для місцевості – характеризуються чергуванням мергелю і вапняком. Основні породи, схоже, залягають суцільними пластами під глинами, оскільки ми розрізняємо область низького питомого опору між точками 240 і 300 метрів. Ми інтерпретуємо цю зону як зону розлому, в якій можлива циркуляція води.

На рисунку 3.6 показана інтерпретація дипольно-дипольного профілю, який ми реалізували.



Рисунок 3.6 – Дипольно-дипольний профіль

3.4 Числове моделювання

3.4.1 Вступ

Розрахунки стійкості укосів, як правило, виконуються методами граничної рівноваги, які всі базуються на ряді припущень і апроксимацій ([52] Durville and Seve, 1996, [54] Faure 2001). Числове моделювання за допомогою розрахунку деформації забезпечує інший підхід до проблеми; воно також вимагає деяких припущень, особливо щодо законів поведінки ґрунтів та граничних умов (Duncan 1996, [86] Lane et Griffiths 1997, [89] Magnan et al (1982); Mestat Ph, (2000); Mestat Ph, (2001).

Метою цього дослідження є порівняння результатів підходів по граничній рівновазі і деформації на декількох конфігураціях насипів – природних і штучних. Дійсно, можна припустити, що класичний інженерний розрахунок підтверджується при круглоциліндричній поверхні ковзання, як у порівнянні з розрахунками деформацій, так і в деяких натурних експериментах. Розвиток технологій дає можливість до розроблення більш складних та вартісних проектів, що відповідають строгим вимогам безпеки. Для реалізації цих проектів, враховуючи складність аналітичних методів опору матеріалів, інженер має методи, що дозволяють йому моделювати поведінку складних фізичних систем.

У результаті досягнень в області комп'ютерних наук та математичних досліджень в теорії енергії, проекційних методах та методах наближень, метод скінчених елементів (МСЕ) став найбільш ефективним серед числових методів, які мають широку область застосування – використовуються в багатьох галузях промисловості: авіаційно-космічна, цивільне будівництво тощо.

Таким чином, метод скінчених елементів є сучасним міждисциплінарним засобом, оскільки застосовує знання трьох дисциплін:

1. Структурна механіка: пружність, опір матеріалів, динаміка, пластичність тощо.

2. Числовий аналіз; методи наближень, вирішення систем лінійних рівнянь, задачі з власними значеннями тощо.

3. Прикладні інформаційні технології: методи розробки, розвитку та програмування крупного та основного програмного забезпечення.

У цьому розділі ми застосовуємо два визначених підходи, що базуються на аналізі стійкості укосу з урахуванням фізико-механічних параметрів рельєфу (Метод рівноваги, метод скінчених елементів тощо). Ці методи є точними, об'єктивними та недорогими, але їх застосування обмежено невеликими ділянками із-за необхідності фізико-механічних даних, таких як «Вихідні дані», що потребують значного обсягу досліджень. Результати цього дослідження пов'язані з математичною моделлю, що розроблена у попередньому розділі.

3.4.2 Детермінований підхід до стійкості схилів на Автомагістралі А1

З огляду на економічні та соціальні проблеми, що стоять перед Алжиром транспортна галузь має велике значення в його розвитку. Велика частина транспортної мережі (автомобільна і залізнична) піддається деформаціям в її основі, особливо в гірських районах (рис. 3.7). Оцінка стійкості доріг і поліпшення їх геотехнічних характеристик має важливе значення для забезпечення їх функціональності. Використання геосинтетичних матеріалів як нової технології дуже вигідно в області будівництва.

Геосинтетики дають перевагу задовільне співвідношення: маси/продуктивності/ціни для більшості проектів, особливо якщо споруди транспортної інфраструктури зазнаватимуть умов значного завантаження ([111] Tang et al., 2007). Із геолого-наукової літератури відомо, що ґрунт може бути посилений геосинтетичними полотнами, волокнами або георешітками тощо ([88] Ling and Tatsuoka 1993, [115] Vercueil et Billet 1997, [69] Haeri et al., 2000, [38] Boominathan and Hari 2002 [118] Wang et al., 2007, [73] Houston et al, 2008). Протягом останніх чотирьох десятиліть стосовно даної проблеми проводились дослідження, засновані на експериментальних випробуваннях (Gray and Al-Rafeai 1986, [31] Ashmawy and Bourdeau 1998).



Рисунок 3.7 – Різні види зсувів ґрунту на А1

У цьому розділі ми представляємо оцінку стійкості укосів (що є основою автостради A1) різними підходами і консолідацією зсуву, який проявився на ділянці A1 поблизу комуни Ханіфа, Вілая провінція Буйра між ПК 240 + 747 і ПК 240 + 947. Перша частина цього пункту призначена для оцінки і порівняння стабілізуючого ефекту чотирьох варіантів посилення, а саме геотекстильні полотна, палі, масивна підпірна стінка і переднапружені анкерні тяги; для підтримки насипу ділянки ПК 240 + 847 при статичному навантаженні. Механічна поведінка і напружено-деформований стан оцінювалися для чотирьох варіантів.

Підхід проходить на п'яти етапів:

I) геолого-геотехнічна розвідка об'єктів;

II) відбір проб та випробування як на місці, так і в лабораторії;

III) реконструкція геотехнічного профілю досліджуваної ділянки і оцінка його стійкості;

IV) числове моделювання чотирьох варіантів, запропонованих програмним комплексом скінчених елементів;

V) висновки і рекомендації.

Зона розташована на магістралі A1 «Схід-Захід» на ПК 240 + 847 (рис. 3.8); (рис. 3.9) в гірській місцевості природного укосу в межах від 20° до 35°, висота над рівнем моря від 530 м до 660 м і нівелювання між 20 м і 60 м. Ділянка розташована в північно-центральному Алжирі, на півдорозі між містом Буйра і містом Бордж-БуАррідж (4°15'39" Е і 36°15'10" N).



Рисунок 3.8 – Місце розташування області дослідження та поздовжній та поперечний профілі



Колір фону 1= (q⁵⁻⁶): мул, гравій, алювіальний пісок 2= (q³⁻⁴): мул, гравій та алювіальний пісок, 3=(q²): Конгломерат та піски 4= (p-q¹): коричневий конгломерат з галькою та карбонатними туфами. 5= (n⁷₁): Мергелі з мергелястим вапняком. 6=(n^{6b-7}): Алеуролітові глини з прошарками мергелю. 7= (n^{6b}): чергування глин та піщаних мергелів

Рисунок 3.9 – Локалізація меж дослідження на геологічному плані

Мінералогічні і геохімічні геотехнічні характеристики визначалися на різних зразках, що дозволило краще зрозуміти та спрогнозувати поведінку грунтів. Ґрунт покритий поверхневим шаром суглинистої гальки товщиною біля 5 м. В прошарку основи із мергелю (товщиною від 20 мм до 100 мм) добре розвинені тріщини. Ґрунти можуть розм'якшуватися, фрагментуватися та погіршуватися при контакті з водою. На ділянці знаходяться берег, добре розвинені яри. Відповідно до алжирських сейсмічних нормам «R.P.A / 2003», область дослідження класифікується IIa, тобто як зона середньої сейсмічності. Горизонтальний коефіцієнт прискорення дорівнює A = 0,25g.

3.4.3 Геотехнічні характеристики

Геологічні утворення, що зустрічаються в профілі, досліджуються зверху – донизу: мулувата галька, піщана глина, вапнякова глина повністю вивітрена та вивітрений мергель (рис. 3.3).

Класифікація GTR (Довідник по земляним роботам на автомобільних дорогах) ([78] Jullien та ін., 2007) включення кореневих порід в класі "R34" (NF-P -11-300), а шар піщанистої глини в класі (землекористування) "A2". Випробування динамічним пенетрометром показують, що поверхневий шар грунту є дисперсним ґрунтом. Геотехнічні та пружні параметри були визначенні з використанням випробування на зсув в приладі CASAGRANDE (недреновані умови) та лабораторних випробувань міцності на стиск зразків, що були взяті в результаті геотехнічного зондування. Значення наведені у таблиці 3.4.

N°	Шари	γ _h (кН/м ³)	с (кН/м ²)	φ (°)	<i>Е</i> (кН/м ²)	v
1	Суглинисті породи	21,5	5	25	12000	0,30
2	Піщаниста глина	19,0	16	18	15000	0,32
3	Мергель повністю вивітрений	20,0	25	20	45000	0,35
4	Мергель порушений	21,4	30	25	95000	0,36

Таблиця 3.4 – Геотехнічні та пружні параметри досліджуваного профілю

Геотехнічний профіль місцевості, відповідно до даних геологорозвідки, показує, що область, що розглядається, має похилий профіль із середнім похилом 19°, шари ґрунту складаються з насипу висотою 5 м, нижче розташований шар пластичної глини товщиною 5 м, товщина шару сильно вивітреного мергелю перевищує 30 м.

Грунтові води залягають на перемінній глибині, в середньому близько 5 м, і з тенденцію стоку в напрямку схилу (рис. 3.10).


Рисунок 3.10 – Загальний вигляд та рельєф місцевості дослідження





Рисунок 3.11 – План та профіль автомагістралі А1 на ПК 240+847

3.4.4 Аналіз стійкості укосу проти ковзання

Для дослідження стійкості поперечного перерізу ПК 240+847 на ковзання ми використовували методи: Бішопа, Моргенштерна і традиційний метод Пріес і Ямбу (Islam et Hoque, 2014 року) приймаючи круглоциліндричні поверхні ковзання. Розрахунок стабільності проводили з використанням програмного забезпечення Geostudio-Slope / W-2012 [17].

Вибрані коефіцієнти безпеки: довгостроковий: $F \ge 1,5$ і $F \ge 1,2$ для випадкової комбінації (що відноситься до явищ землетрусу). Землетрус приймається в розрахунок через статичні еквіваленти. Горизонтальні і вертикальні коефіцієнти: $K_h = A$ і $K_v = \pm 0,5 K_h$.

Результати оцінки рівноваги вказують на те, що укіс не є стійким. Розрахунковий коефіцієнт безпеки менше, ніж 1; (Fs = 0,932 за методом Бішопа, Fs = 0,934, за методом Моргенштерна і Прайса, Fs = 0,910 за методом Ямбу, Fs = 0,916 традиційним способом. Поверхня ковзання проходить уздовж межі розділу мергелю повністю вивітрилого (рис. 3.12). Зсув охоплює площу біля 4000 м² і об'єм біля 300000 м³.

Ці дані дають підстави припустити, що основною причиною зсувів, крім місцевих геоморфологічних і геотехнічних умов ділянки, є наявність ґрунтових вод. Для цього ж профілю числове моделювання з використанням комп'ютерної програми за методом скінчених елементів (програмний комплекс Plaxis) підтверджує результати, отримані за допомогою методу граничної рівноваги. Переміщення від 0,4 м до 0,6 м спостерігається уздовж нестійкого перерізу (рис. 3.13).



Рисунок 3.12 – Оцінка стійкості поперечного перерізу ПК240+847 (Geoslope)



Рисунок 3.13 – Загальне переміщення (МСЕ) укосу, що досліджується, на ПК 240+847 (Plaxis)

У таблиці 3.5 наведено різні значення коефіцієнта безпеки досліджуваного схилу.

Метод	Коефіцієнт безпеки		
Зниження Phi (MCE /Plaxis)	$F_{s} = 0,890$		
Morgenstern и Price (гранична	$F_{s} = 0,934$		
рівновага)			
Jumbu (гранична рівновага)	$F_{s} = 0,910$		
Традиційний (гранична рівновага)	$F_{s} = 0,916$		
Bishop (гранична рівновага)	$F_{s} = 0,932$		

Таблиця 3.5 – Значення коефіцієнта безпеки для різних класичних та МСЕ метолів

3.4.5 Заходи з підвищення стійкості укосу

Метод скінчених елементів є найбільш повним підходом до вивчення поведінки укріпленого укосу насипу, як: укріплення геотекстильними полотнами, підпірних стінок, анкерів та паль, тому що цей метод одночасно визначає реакцію будівельних включень і напружено-деформований стан насипу.

Для проведення аналізу за методом скінчених елементів з PLAXIS користувач повинен створити цифрову модель і уточнити властивості матеріалу і граничні умови. Необхідними даними є фізичні та механічні характеристики ґрунту в кожному шарі: щільність (γ), модуль Юнга (E), коефіцієнт Пуассона (ν), зчеплення (c), кут тертя (ϕ) і розширення (ϕ): $\phi = \phi$ -30. Використовується в цьому випадку модуль пружно-пластичної поведінки Мора-Кулона.

Результати цього моделювання виражаються за допомогою графіків: загальне переміщення (total displacement), напруження зсуву (shear stress), деформація зсуву (shear strain) і незворотні деформації точки (plastic points) тощо. Початкові умови: переміщення дорівнюють нулю, а початкові напруження дорівнюють напруженнями від власної ваги ґрунту. Аналіз поведінки схилу: двовимірна модель розрахована на плоских деформаціях за поперечним перерізом ділянки схилу. Спочатку необхідно намалювати геометричні контури, додати властивості шару, структурні елементи і визначити граничні умови. Необхідно визначити всі етапи розрахунку перед процесом обчислення, оскільки програма дозволяє визначати нові фази розрахунку після того як попередні фази були обчислені.

Модель складається з 4344 трикутних елементів з 15 вузлами і 12 точками Гаусса та 5 вузлами лініями і 4 точками Newton-Cote для геотекстилю. Також враховуються три типи параметрів: параметри розрахунку (моделювання), геотехнічні параметри і механічні параметри включень.

В нашому дослідженні запропоновані чотири варіанти укріплень для зміцнення ґрунту проти зсуву:

1) Насип армований геотекстильними полотнами [6]. Для геотехніки використовувалися полотна типу BidimS72 з полімерних волокон з початковим закладанням на 1 метр для вивчення впливу геотекстилю на стійкість укосів. Проводитиметься параметричне дослідження на такій же геотехнічній моделі шляхом збільшення кількості геотекстильних прошарків.

2) Палі приймаються діаметром рівним 1 м на глибину 20 м. Вони розташовані на відстані 2 м одна від одної в напрямку по ширині і на 17 м в поздовжньому напрямку. Для розподілу навантаження на них була влаштована бетонна плита. Міцність на стиск бетону, використовуваного для паль становить 35 МПа, тоді як модуль Юнга E = 36000 МПа. Питома вага бетону становить 25 кН/м³.

3) Масивні підпірні стінки – запропоновані з розмірами (3 х 8) м. Моделюється пружна поведінка стін, модуль Юнга *E* = 33000 МПа, коефіцієнт Пуассона приймається рівним 0,3. Міцність на стиск бетону становить 27 МПа.

4) Попередньо напружені анкери – при укріпленні анкерами застосовують сили, які проходять через маси ґрунту і основи, тим самим змінюють нормальні напруження у відсіках що призводить до збільшення стійкості. У вигляді анкерів використовують пристрої, що складаються з 8 прутів арматури, що нахилені під кутом 30° в напрямку вгору, на відстані

вертикалі 3 м і горизонталі 8 м і закріплені в грунті до 10 м. Вони використовуються для передачі розтягуючих сил в шар мергелю на довжину анкерування (вертикальних підпірних стін). При встановленні, вони попередньо розтягнуті при 100 кН/м.

Робота цих чотирьох конструкцій для зміцнення насипів була статично змодельована з використанням програмного забезпечення PLAXIS.8.6. Конструкції були навантажені статичним навантаженням. Експлуатаційні привантаження транспортними засобами на дорозі прийняті рівними 10 кН/м² і розташовані на відстані 1,50 м від краю проїзної частини. Застосоване сейсмічне навантаження приймалося рівним по АПЗ (Peak Ground Acceleration) від 0,25g.

Було виконане порівняння результатів всіх цих комбінацій для вибору найбільш ефективного посилення.

3.4.6 Результати моделювання

За результатами, отриманими за допомогою числового моделювання з використанням методу скінчених елементів, було зроблено ряд висновків [6, 17].

Були виконані різні розрахунки, ми наведемо лише результати спотворення чотирьох конфігурацій. Ці деформовані наведені на рисунках 3.14 a, b, c, d. Так само на рисунках 3.15 a, b, c, d представлені деформації і напруження зсуву. Ці показники є такими, що представляю найбільший інтерес для порівняння.

Слід відмітити, що загальне максимальне переміщення (U_{tot}) є $47,29\cdot10^{-3}$ м для конфігурації укосу, посиленого геотекстилем (рис. 3.14 а). Воно збільшується до $350,60\cdot10^{-3}$ м для конфігурації укосів з підпірною стінкою (рис. 3.14 b); і до $336,29\cdot10^{-3}$ м для конфігурації схилу посиленого палями (рис. 3.14 с); і досягає $379,72\cdot10^{-3}$ м для конфігурації схилу, що

підтримується анкерними стержнями (рис. 3.14 d). Отримані також результати максимальних і/або допустимих переміщень для конфігурації укосів. Величини досягають більше 350·10⁻³ м, що є недопустимою деформацією для будівництва.

Попередні результати визначення деформацій свідчать про допустимі значення ($dU_{tot}=1,75\ 10^{-3}$ м) для укосу, посиленого геотекстилем (рис. 3.15 а) у той же час, як для інших трьох конфігурацій вони досягають 7,69·10⁻³ м; 3,80·10⁻³м та 4,38·10⁻³ м, відповідно (рис. 3.15 b,c,d). Ці значення є надто великими для забезпечення довготривалої стійкості схилу, що досліджується.

Деформації зсуву також мають значення в найбільш сприятливих межах для геотекстилю, ніж для інших конфігурацій. Із результатів, представлених на рисунку 3.16 а видно, що геотекстильні шари дозволяють зменшити зсувні сили вздовж укосу на відміну від інших конфігурацій (рис. 3.16 b, c, d).

У випадку укріплення підпірною стінкою, палями та анкерними стержнями ці деформації є дуже важливими та розвиваються під обличкуванням вниз за напрямом падіння схилу.

Дотичні напруження також мають більш допустимі значення зсуву для геотекстилів (порядку 166,18 кH/м², рис. 3.17 а). Вони досягають 204,44 кH/м² для другого випадку (рис. 3.17 b), 205,57 кH/м² для третього випадку та 222,75 кH/м² для четвертого випадку (рис. 3.17 b,c,d).

Кращі характеристики ми пов'язуємо з тим, що структура з геотекстилем є пасивною структурою, його міцність на розтяг має важливе значення та має високу інерційність. Змінюючи варіанти інтервалу армування від 200 мм до 1000 мм з кроком 200 мм, ми фіксували значні зміни коефіцієнта безпеки та загальне значення деформацій (табл. 3.6).



Рисунок 3.14 – Загальні переміщення а) укосу армованого геотекстилем; б) укосу з підпірною стінкою; с) укосу із палями; d) укосу укріпленого анкерними стержнями



Рисунок 3.15 – Загальний приріст деформації укосів: a) армованих геотекстилем; b) з підпірною стінкою; c) посиленого палями; d) з анкерними стержнями



Рисунок 3.16 – Деформації зсуву укосів: а) армованих геотекстилем; b) з підпірною стінкою; c) посиленого палями; d) з анкерними стержнями



Рисунок 3.17 – Напруження розтягу укосу а) армованих геотекстилем; b) з підпірною стінкою; c) посиленого палями; d) з анкерними стержнями

Інтервал (м)	Загальна	Дотичні	Відносна	Коефіцієнт	
10-3	деформація	напруження sig'-ху	деформація	безпеки	
	U _{tot} (м) 10 ⁻³	(кН/ м ²)	%	Fs	
200	06,55	29,21	-2	1,84	
400	07,13	71,89	-2	1,71	
600	08,17	93,78	-3	1,60	
800	19,95	125,68	-3	1,46	
1000	47.29	166,18	-5	1,12	

Таблиця 3.6 – Узагальнення результатів на основі МСЕ

Результати випробувань показали (рис. 3.18), що присутність геотекстильних шарів значно впливає на міцність на зсув. Напруження збільшуються зі збільшенням інтервалу геотекстильних шарів. У той час як коефіцієнт безпеки (Fs) зменшується при збільшенні інтервалу армування з поліноміальною тенденцією: ($y = -0.803x^2 + 0.119x + 1.828$ з коефіцієнтом визначення $R^2 = 0.983$). Для більших осьових деформацій геотекстиль викликає майже квазілінійне збільшення при поведінці стиснення ґрунту.



Рисунок 3.18 – Коефіцієнт безпеки (Fs) залежно від інтервалу армування геотекстильними прошарками

Коефіцієнти безпеки були розраховані за допомогою програмного забезпечення «GEO-STUDIO/SLOPE», окрім першого пункту табл. 3.7.

1) Отриманий коефіцієнт пункт N° 1, розраховується за допомогою програмного забезпечення для моделювання Plaxis "методом зниження Phi (MCE / Plaxis).

2) Ordinary ; Bishop ; Morgenstern-Price ; Janbu :

Розрахунок коефіцієнта безпеки за вибраним методом відповідав радіусу «*R*», який використовувався для всього блоку.

Для значення «F» він розраховувався ітераціями на основі даних початкового значення «F initial».

3) Отримані коефіцієнти пункти N°6, 7 розраховувались за нашим методом удосконаленого методу Бішопа.

Таблиця 3.7 – Значення коефіцієнта безпеки для різних класичних та МСЕ методів

Ч.ч.°	Метод розрахунку	Коефіцієнт безпеки		
1	Зниження Phi (MCE / Plaxis)	F = 0,890		
2	Morgenstern i Price	<i>F</i> =0,934		
3	Jumbu	<i>F</i> =0,910		
4	Fellenius	<i>F</i> =0,916		
5	Bishop	<i>F</i> =0,932		
6	Удосконалений метод Бішопа з урахуванням впливу	F=0,567		
	землетрусу та порового тиску ґрунтових вод			
7	Удосконалений метод Бішопа з урахуванням	F=1,670		
	армування геотекстилем			

Висновок по розділу

1. У ході роботи вивчені та встановлені фізико-механічні властивості ґрунтів району дослідження, зокрема виконано оцінку геохімічної мінералогічної складової, що дозволило використати реальні дані ґрунтів для виконання подальших розрахунків.

2. Виконано числові розрахунки стійкості схилу на ПК 240 + 847 автостради А1, Алжир. Аналіз отриманих розрахунків для чотирьох варіантів утримуючих споруд показав переваги армоґрунтових споруд та підтвердив гіпотезу доцільності введення в розрахунки для удосконалення методу Бішопа утримуючих зусиль від геосинтетчного матеріалу, як компенсацію зсувних сил, зокрема від дії ґрунтових вод і землетрусів.

3. Результати досліджень розділу викладено у наступних публікаціях [6, 7, 17, 18, 104].

РОЗДІЛ 4 РЕКОМЕНДАЦІЇ З ПРАКТИЧНОГО ВИКОРИСТАННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

4.1 Метод проектування армованих геосинтетичними матеріалами укосів насипів автомобільних доріг з використанням удосконаленого методу Бішопа

4.1.1 Основні положення

Метод розроблено на основі теоретичних розрахунків та експериментальних досліджень і включає в себе теоретичні викладки та методику розрахунку необхідного армування для стабілізації укосів насипів з з використанням удосконаленого методу Бішопа [5, 6, 47, 49, 51].

4.1.2 Методика розрахунку

Методика розрахунку включає положення [3, 15] та розрахункові залежності і підходи, які висвітлені у розробленому методі проектування армованих геосинтетичними матеріалами укосів насипів автомобільних доріг з використанням удосконаленого методу Бішопа [5, 47, 51].

Основні положення методики наведені нижче.

1. За методом круглоциліндричних поверхонь ковзання (Феленіуса) чи Янбу знаходимо мінімальний коефіцієнт стійкості укосу і радіус кривої ковзання для цього коефіцієнта.

Отриманий коефіцієнт підставляємо у формулу визначення коефіцієнта безпеки для удосконаленого метода Бішопа *F_{Fel}*.

2. Розраховуємо коефіцієнт безпеки з врахування сил від ґрунтових вод і сейсмічних сил, приймаючи зусилля в геосинтетику $G_{eoi} = 0$:

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c'(w)_i \ell_i \cos \alpha_i + [W_i - (u_{ai} - \chi se_i) \ell_i \cos \alpha_i + F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i] \operatorname{tg} \varphi'(w)_i}{(\cos \alpha_i + (\operatorname{tg} \varphi'(w)_i \sin \alpha_i) / F_{Fel})}\right]}{\sum \left[W_i \sin \alpha_i + \left(F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i\right) \sin \alpha_i + (F_{horiz_i}^s + r_i \cos \theta_i - G_{eo_i}) (\cos \alpha_i - h_i / (2R))\right]}.$$
(4.1)

3. Розрахунок загального армуючого зусилля, яке необхідно для забезпечення заданої внутрішньої стійкості укосу.

$$T_{geo} = K_{\text{MeT}} \cdot \sum |G_{eoi} (\cos \alpha_i - h_i / (2R))|.$$
(4.2)

$$\sum |G_{eo_i}(\cos\alpha_i - h_i/(2R))| =$$

 $= \sum \left[(F_{horiz_i}^s + r_i \cos\theta_i) (\cos\alpha_i - h_i/(2R)) \right] - A + \sum \left[W_i \sin\alpha_i + (F_{vert_i}^s + r_i \sin\theta_i) \sin\alpha_i \right] (4.3)$ $\exists e A$

$$A = \left(\frac{\sum \left[\frac{c'(w)_i \ell_i \cos \alpha_i + [W_i - (u_{ai} - \chi se_i) \ \ell_i \cos \alpha_i + F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i] \ tg \varphi'(w)_i}{(\cos \alpha_i + (tg \varphi'(w)_i \sin \alpha_i)/F)} \right] / [F] \right).$$
(4.4)

4. Розрахунок проектної міцності армуючого геосинтетика згідно з [3]:

$$T_D = \frac{T_{\text{HOM}}}{\gamma_m \cdot \gamma_n},\tag{4.5}$$

де $T_{\text{ном}}$ – приймається рівною або R_p – міцності на розрив, при розрахунках на короткий строк служби споруди або конструкції, або R_{cr} – міцності при повзучості при розтягуванні (довготривала міцність), при розрахунках на тривалий строк служби:

$$R_{cr} = \frac{R_p}{\gamma_{cr}},\tag{4.6}$$

де γ_{cr} – частковий коефіцієнт на повзучість [3];

γ_m – частковий коефіцієнт запасу міцності на зсув ґрунту конструкції
 [3];

у_п – частковий коефіцієнт запасу на наслідки від втрати внутрішньої стійкості конструкції [3].

5. Розрахунок потрібної кількості армуючих геосинтетичних прошарків:

$$N_{\rm apm} = \frac{T_{geo}}{T_D}.$$
(4.7)

6. Розрахунок відстані між армуючими прошарками:

$$d_{\rm apm} = \frac{H}{N_{\rm apm}},\tag{4.8}$$

де *H* – висота насипу, зони армування, м.

7. Встановлюємо мінімально допустимий коефіцієнт стійкості армованого укосу

[F] – мінімально допустимий коефіцієнт стійкості армованого укосу; Тоді формула (4.1) набуде вигляду

$$[F] = \frac{\sum \left[\frac{c'(w)_i \ell_i \cos \alpha_i + [W_i - (u_{ai} - \chi se_i) \ell_i \cos \alpha_i + F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i] \operatorname{tg} \varphi'(w)_i}{(\cos \alpha_i + (\operatorname{tg} \varphi'(w)_i \sin \alpha_i) / F_{Fel})}\right]}{\sum \left[W_i \sin \alpha_i + \left(F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i\right) \sin \alpha_i + (F_{horiz_i}^s + r_i \cos \theta_i - G_{eo_i}) (\cos \alpha_i - h_i / (2R))\right]}.$$

$$(4.9)$$

7.1 Розподіляють армуючі прошарки по висоті насипу.

7.2 Розбивають насип для тієї ж кривої ковзання на блоки таким чином щоб армування проходило по середині блока і розраховуємо *F*.

7.3 Виконують розрахунки і перевіряють умову $F \ge [F]$.

При не виконанні умови заміняють наступний прошарок на геосинтетисний матеріал з більшою проектною міцністю на розрив.

Приймають геосинтетисний матеріал з більшою проектною міцністю на розрив, знаходять його розрахункову міцність і замінюють ним ніжній прошарок армування.

8 Перевірка правильності розподілу армуючих прошарків для кожного *i*-го полотна геосинтетика

8.1 Визначають глибину закладення *i*-того прошарку згідно з (4.10):

$$h_i = n_i \, d_a \tag{4.10}$$

або конструктивно.

8.2 Розраховуємо коефіцієнт стійкості укосу на висоті закладення *i*-того прошарку п.1 і п.2

8.3 Виконують розрахунки згіно з п.7.2 – п.7.3

При не виконанні умови $F \ge [F]$ заміняють наступний прошарок на геосинтетисний матеріал з більшою проектною міцністю на розрив, знаходять його розрахункову міцність і замінюють ним ніжній прошарок армування.

Виконують розрахунки і перевіряють умову:

$$F \ge [F]. \tag{4.11}$$

9. Розрахунок довжини армування:

$$L_{rl} = L_{ah\kappa i} + L_{di} + L_{wi}, \qquad (4.12)$$

де *L*_{*r*1} – довжина армування, м;

 L_{ahk} *i* – довжина анкерування, м;

*L*_{di} – довжина геосинтетичного прошарку, яка дорівнює ширині зони зсуву на рівні його закладення, м;

 L_{wi} – довжина загортання геосинтетичного прошарку, м.

9.1 Розрахунок довжини анкерування армуючих прошарків з умови витягування з тіла укосу:

$$L_{_{\mathrm{aHK}\,i}} \ge \frac{T_{_{Di}} \cdot [K_{_{R}}]}{2 \cdot \alpha \cdot (c + \sigma_{_{Vi}} \cdot tg\,\varphi)},\tag{4.13}$$

$$L_{\text{анк }i} = \frac{T_{Di} \cdot [K_R]}{2 \alpha (c + \sigma_{\nu i} \cdot \text{tg} \varphi)}, \qquad (4.14)$$

де *L*_{анкі} – необхідна довжина анкерування *i*-того полотна, м (мінімальна величина повинна бути не менше 1,0 м);

*T*_{Di} – розрахункова міцність на розтяг *i*-того геосинтетичного прошарку, кН/м;

α – коефіцієнт взаємодії ґрунту з геосинтетиком (для геотекстиля для глинистого ґрунту, піску, щебеню до 20 мм – 0,7; геотекстилю і щебеню понад 20 мм – 0,8; для геограток для глинистого ґрунту – 0,8; піску – 0,9; щебеню до 20 мм – 0,95; щебеню понад 20 мм – 1,0 [3]);

с – зчеплення грунту (при розрахунку на довготривалу стійкість армованого укосу значення *с* прирівнюють нулю);

σ_{vi} – ефективний вертикальний тиск на рівні *i*-того геосинтетичного прошарку, кН/м².

$$\sigma_{vi} = \sigma_q + \gamma_{ci} H_{ci} + \gamma_{bi} H_{bi} - \gamma_w H_{PFBi}, \qquad (4.15)$$

де σ_q – тиск від зовнішнього навантаження, кН/м²;

γсі, *γьі* і *γ*_w – питома вага ґрунту над зоною капілярного підняття, у межах висоти капілярного підняття (ВКП) та питома вага води, відповідно, кН/м³;

*H*_{ci}, *H*_{BKПi} і *H*_{PГBi} – потужність шару ґрунту над, в межах ВКП і в межах рівня ґрунтових вод (РГВ), відповідно, м.

9.2 Розрахунок довжини геосинтетичного прошарку, яка дорівнює ширині зони зсуву на рівні його закладення

Розрахункова схема наведена на рис. 4.1.



Рисунок 4.1 – Розрахункова схема

$$R^{2} = (R - H_{i})^{2} + (x + n H_{i} + L_{di})^{2}, \qquad (4.16)$$

де R – радіус кривої ковзання, м;

H – висота насипу, м;

 H_i – висота закладення геосинтетичного прошарку, м;

x – відстань від центра кривої ковзання до підошви насипу (може також мати від'ємне значення), м;

n – величина закладання укосу.

$$\sqrt{R^2 - (R - H_i)^2} = x + n H_i + L_{di},$$

$$L_{di} = \sqrt{R^2 - (R - H_i)^2} - x - n H_i.$$
(4.17)

129

9.3 Розрахунок довжини загортання геосинтетичного прошарку Розрахункова схема наведена на рис. 4.1.

$$L_{wi} = L_{Sv} + L_{oi}, (4.18)$$

де L_{Sv} – довжина прошарку, яка дорівнює товщині шару ґрунту, на який передбачається загортання геосинтетичного прошарку, як правило, це відстань між армуючими прошарками, м;

*L*_{oi} – довжина прошарку верхньої частини обойми (загортання), м.

$$L_{oi} = \frac{F_{ai} \cdot [K_R]}{2 \alpha (c_1 + \sigma_{vio} \cdot \operatorname{tg} \varphi_1)'}$$
(4.19)

де F_{ai} – активний тиск ґрунту в межах *i*-ої обойми, кН/м; σ_{vio} – вертикальний тиск на рівні *i*-ої обойми, кН/м².

Активний тиск ґрунту в межах *i*-ої обойми:

$$F_{ai} = L_{sv} \cdot \left[\sigma_{qi} + \gamma_1 \left(H - H_i + \frac{L_{sv}}{2}\right)\right] \cdot \mathrm{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right),\tag{4.20}$$

де σ_{qi} – вертикальний тиск від зовнішнього навантаження на рівні $H - H_i + \frac{L_{sv}}{2}$, к H/M^2 .

$$\sigma_{qi} = \frac{q_G \cdot b}{B_{io}}.\tag{4.21}$$

$$B_{io} = B + 2 \cdot n \cdot \left(H - H_i + \frac{L_{sv}}{2}\right). \tag{4.22}$$

10. Розрахунок зовнішньої стійкості армованого укосу

Для забезпечення стійкості армованого укосу проти ковзання по основі повинна виконуватися умова:

$$(W - P_a \cdot \sin \varphi_b) \cdot \operatorname{tg} \varphi_{min} \ge [K_R] \cdot P_a \cdot \cos \varphi_b, \tag{4.23}$$

де

$$W = 0,5 \cdot L^2 \cdot \gamma_r \cdot \mathrm{tg}\,\beta \, \operatorname{при}\,L \le H, \tag{4.24}$$

$$W = \left(L \cdot H - \frac{H^2}{(2 \cdot \operatorname{tg} \beta)}\right) \cdot \gamma_r \operatorname{при} L > H, \qquad (4.25)$$

$$P_a = 0.5 \cdot \gamma_b \cdot H^2 \cdot K_a, \tag{4.26}$$

де P_a — активний тиск ґрунту, кН/м;

 φ_b — нормативне значення кута внутрішнього тертя ґрунту поза армованою частиною, град.;

 φ_{min} — мінімальний кут внутрішнього тертя (між ґрунтом і геосинтетиком чи в ґрунті основи), град.;

L – довжина геосинтетичного полотна первинного армування в основі укосу і на всіх рівнях, де змінюється довжина армування, м;

 γ_r — питома вага ґрунту в частині армування, кН/м³;

β – кут закладання укосу, град.;

H – висота, м;

 γ_b — вага грунту в частині утримування, кН/м³;

*К*_{*a*} – коефіцієнт активного бічного тиску;

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_b}{2}\right). \tag{4.27}$$

11. Визначають розрахункову міцність геосинтетичних матеріалів

$$T_D = T_r, \tag{4.28}$$

де T_r – розрахункове зусилля в геосинтетичному матеріалі, кН/м.

Величину розрахункового зусилля первинного армування укосу, *T_r*, приймають як найбільше значення з розрахунків на внутрішню, зовнішню і комбіновану стійкість.

12. Розраховують номінальну міцність армуючого геосинтетика, кН/м

$$T_{\text{HOM}} \ge T_D \, \gamma_m \, \gamma_n. \tag{4.29}$$

4.2 Достовірність розробленого методу

Достовірність розробленого методу перевіряли співставленням результатів із результатами, отриманими за уже діючою нормованою методикою [3, 15]; за допомогою числового моделювання, а також коректністю отриманої формули удосконаленого методу Бішопа.

Вихідна формула для визначення фактора безпеки за спрощеним методом Бішопа має вигляд:

$$FS = \frac{\sum_{n} \left[\frac{c_{i} l_{i} \cos \alpha_{i} + (W_{i} - u l_{i} \cos \alpha_{i}) t g \varphi}{\cos \alpha_{i} + \sin \alpha_{i} t g \varphi / FS}\right]}{\sum_{n} W_{i} \sin \alpha_{i}}.$$
(4.30)

Отримана формула (2.26) для удосконаленого методу Бішопа має вигляд:

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c'(w)_i \ell_i \cos \alpha_i + [W_i - (u_{ai} - \chi se_i) \ell_i \cos \alpha_i + F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i] \operatorname{tg} \varphi'(w)_i}{(\cos \alpha_i + (\operatorname{tg} \varphi'(w)_i \sin \alpha_i)/F)}\right]}{\sum \left[W_i \sin \alpha_i + \left(F_{vert_i}^s + r_i \sin \theta_i\right) \sin \alpha_i + (F_{horiz_i}^s + r_i \cos \theta_i - G_{eo_i}) (\cos \alpha_i - h_i/(2R))\right]}$$

При виключенні сил порового тиску води – r_i ; сил всмоктування – se_i ; сил від сейсмічної дії – $F_{vert_i}^s$ і $F_{horiz_i}^s$, в також сил армування – G_{eo_i} , формула (2.26) трансформується у формулу (4.30), тобто виконується умова:

$$FS = F. (4.31)$$

Вважаємо, що рівність (4.31) є однією із ознак достовірності.

Наступним етапом був виконаний розрахунок армування укосу насипу за розробленим методом і відповідною методикою, вихідні умови для якого наведені у [15], додаток А.

Отримані результати армування згідно з [15]:

1) вихідні умови: для насипу висотою 5 м, шириною по верху насипу 14,5 м, закладанням укосів 1:0,5; нормативною питомою вагою ґрунту 20 кН/м³, нормативним кутом внутрішнього тертя ґрунту насипу 35 град.; нормативним питомим зчепленням ґрунту 0 кН/м², без зовнішнього рухомого навантаження;

- 2) кількість шарів армування 9;
- 3) довжина армування для всіх шарів 3,5 м;
- 4) крок закладання армування -0,55 м;

5) матеріал армування тканий геотекстиль з поліетилену з міцністю на розрив $R_p = 55$ кН/м для верхніх шарів армування і 65 кН/м для нижніх (7-9) шарів армування; частковий коефіцієнт на повзучість для поліетилену 5,0.

Отримані результати армування згідно з розробленим методом (додаток А).

1) вихідні умови: для насипу висотою 5 м, шириною по верху насипу 14,5 м, закладанням укосів 1:0,5; нормативною питомою вагою ґрунту 20 кН/м³, нормативним кутом внутрішнього тертя ґрунту насипу 35 град.; нормативним питомим зчепленням ґрунту 0 кН/м², без зовнішнього рухомого навантаження;

- 2) кількість шарів армування 9;
- 3) довжина армування для всіх шарів 4,0 м;

4) крок закладання армування – 0,55 м;

5) матеріал армування тканий геотекстиль з поліетилену з міцністю на розрив $R_p = 55$ кH/м; частковий коефіцієнт на повзучість для поліетилену 5,0.

Аналіз отриманих результатів свідчить, що після армування стійкість укосів насипу забезпечена (при розрахункових характеристиках міцності матеріалів армування і їх довжини як у [15], розрахунки показали що стійкість забезпечується при міцності на розрив $R_p = 55$ кH/м всіх шарів армування та їх довжині 4,0 м).

Окрім того для отриманої схеми армування були виконанні числові розрахунки за допомогою програмного забезпечення Plaxis, отриманий коефіцієнт стійкості (фактор безпеки) становить 1,638 (рис. А.7). Відхилення отриманих коефіцієнтів за розробленим методом і Plaxis становить 5 %. Таким чином вважаємо, що співпадіння результатів розрахунку за розробленим методом і відповідною методикою із результатами числовим моделювання і відомими результатами, підтверджує достовірність результатів дисертаційної роботи.

4.3 Впровадження геоінформаційних систем для побудови карти зсувів в гірських районах Алжиру

4.3.1 Збір даних

У світі, незважаючи на наслідки зсувів, їх важливість часто недооцінюється, оскільки їх пошкодження включається в цих збудливих або викликають явищ, таких як землетруси або повені. В Алжирі в доповіді Національної Економічної і Соціальної Ради (CNES) і Міністерства Землі та Навколишнього Середовища (MATE) 2003 р підтверджується і згадується, що сім природних ризиків були перераховані і ідентифіковані, і що певна частина мережі алжирських доріг знаходиться в зоні впливу зсувів і землетрусів. Ці зсуви сильно вплинули на міські і сільські райони, в основному впливають на економіку, викликаючи руйнування декількох споруд і переселення багатьох сімей. Протяжність зсувів може варіюватися від простого зсуву схилу дуже локалізованого до великомасштабного по всьому схилу.

Наш проект полягає у вивченні стійкості ґрунту по осі дороги, розташованої на автомагістраль А1, ділянка області Ahnif [7, 48, 50].

Декілька основних інформаційних шарів складають географічну інформаційну систему нашої області дослідження. Вони використовуються для виконання операцій і отримання похідних інформаційних шарів. Проект ГІС цього дослідження розглядає різні основні карти, а також карти першого і другого порядку, що складаються з декількох поширень, таких як: Grid, Shape тощо.

Різновид ґрунту являє собою дуже важливий фактор схильності до зсуву. Літологічна карта була отримана шляхом оцифровки різних геологічних формацій з існуючого геодезичного фону (задній план) 1: 5000 і з географічною прив'язкою в системі координат WGS 84, UTM 31N. Також була реалізована карта лінеаментів.

В результаті оцифровки відповідних та невідповідних тріщин встановлено, що тектонічні рухи в основному зосереджені в південній частині. Орієнтацію розломів отримано за допомогою геологічних вимірювань на місті. Вони були представлені на одному і тому ж геологічному фоні (задній план).

Інші геотехнічні, топографічні та екологічні параметри, такі як нахил, експозиція, геодезичні параметри, опади, зчеплення тощо враховуються при моделюванні. Також окремо готувалась карта із розрахунками коефіцієнта безпеки стійкості схилів за розробленим в дисертаційній роботі удосконаленим методом Бішопа.

4.3.2 Методологія підходу

Побудова геоінформаційної бази даних з різними рівнями (шарами) інформації, відповідної різним причинним факторам, була виконана з використанням програмного забезпечення ArcGis.10.3. Поверхні ковзання були підготовлені за візуальною інтерпретацією супутникових зображень, за якими слідують польові роботи. Цифрова модель рельєфу (ЦМР) типу Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) (з просторовим рпоздільною здатністю 30 м), завантажена з сайту геологічної служби США (USGS), була використана для підготовки різних гідрологічних і топографічних позначень таких як похил (рис. 4.2.а), (рис. 4.2.b), перевищення (рис. 4.2.c) і гідрографічна мережа (рис. 4.2.d). Використовуючи той же web-портал Landsat, з якого вони були завантажені, з метою виявлення зсувів. Сейсмічні дані були надані Астрофізичним і Геофізичним Дослідницьким Центром Алжиру (CRAAG) [44]. У той час дані про дощові опади були надані Національним Управлінням Метеорології (ONM). Для інтерполяції карти ізогіпс опадів досліджуваної області використовувалися середні річні значення п'яти станцій, що оточують досліджувану область, (рис. 4.2 е). Літо-фації (рис. 4.2 f) і лінеаменти (проведення ліній) (рис. 4.2 g) були оцифровані від існуючого геологічного фону. Зчеплення було ідентифіковано з лабораторних випробувань (рис. 4.2 h). Карта коефіцієнтів стійкості за розробленим методом (рис. 4.2 і). Всі ці карти були растровані в сітках із зображенням на 30 м.

Інвентаризації зсувів були побудовані на основі візуальної інтерпретації супутникових зображень високої роздільної здатності, включаючи Landsat-7, Sentinel-2 та Bing, перевірені шляхом спостереження за GPS. У районі дослідження було виявлено 26 зсувів. Вони були підтверджені польовими роботами (рис. 4.3).



Рисунок 4.2 а – Карта схилів



Рисунок 4.2 б – Карта експозиції схилів



Рисунок 4.2 с – Карта висот



Рисунок 4.2 г – Карта водотоків



Рисунок 4.2 е – Карта опадів



Колір фону 1= (q⁵⁻⁶): мул, гравій, алювіальний пісок 2= (q³⁻⁴): мул, гравій та алювіальний пісок, 3=(q²): Конгломерат та піски 4= (p-q¹): коричневий конгломерат з галькою та карбонатними туфами. 5= (n⁷₁): Мергелі з мергелястим вапняком. 6=(n^{6b-7}): Алеуролітові глини з прошарками мергелю. 7= (n^{6b}): чергування глин та піщаних мергелів

Рисунок 4.2 *f* – Літологічна карта



Рисунок 4.2 д – Карта розломів безконтактна



Рисунок 4.2 *h* – Карта зчеплення порід району досліджень



Коефіцієнти менше 1,2

Рисунок 4.2 і – Карта коефіцієнтів стійкості за розробленим методом

З цих зсувів вісім мають фронтальне зіткнення з трасою автомагістралі A1. Обертальні, плоскі та складні зсуви є основними типологіями цих зсувів. Найбільший зсув з площею 796 000 м², має довжину 1855 м з кутом нахилу 21,4°. Ці дані були розділені на 3/4 для моделювання і 1/4 для перевірки. Карта інвентаризації показує, що зсуви розподіляються випадково по всій області дослідження.



Рисунок 4.3 – Інвентаризація зсувів в районі дослідження

Частотні відношення (FR) розраховувалися за статистичним взаємозв'язком між зсувами та причинними факторами, з використанням рівняння (1). Для розрахунку загального індексу сприйняття (ISG) ми використовуємо рівняння (2), ([121] Yilmaz 2010):

$$FR = (D_i / \sum^n D_i) / (A_i / \sum^n A_i), \qquad (4.32)$$

$$ISG = \sum^{n} FR, \qquad (4.33)$$

де D_i – площа ковзання в *i*-тої категорії,

n – кількість параметрів;

А_i – площа *i*-тої категорії параметра.

Криву ROC було відслідковано для підтвердження моделі. Розділення карти індексу сприйняття на 5 класів виконано з використанням класифікатора ArcGis Natural Breaks. На рис. 4.4 наведено алгоритм розрахунку.



Рисунок 4.4 – Алгоритм розрахунку

Параметр	Техніка	Джерело		
Інвентаризація зсувів	Візуальна інтерпретація (Landsat 8) + робота в полі	https://earthexplorer.usgs.gov/		
Схили	ArcGIS 10.3/ Spatial analyst tools/			
Експозиція	Surface (DEM).	(SRTM V-2) (DEM) 30m разрешение.		
Перевищення	ArcGIS 10.3/ Spatial analyst tools/ Reclass (DEM).			
Дренаж	ArcGIS 10.3/ Spatial analyst tools/ Hydrology (DEM).	https://earthexplorer.usgs.gov/		
Геологія Окреслення	ArcGIS 10.3/ Editor	Геологічне покриття м. Бені Мансур (1/5000)		
Зчеплення	Лабораторні тести	Лабораторні тести (LTPE)		
Утворення опадів	ArcGIS 10.3/ Spatial analyst tools/ Interpolation (IDW)	Дощоміри (ONM)		
Сейсмічні дані	ArcGIS 10.3/ Analysistools / Clip	Сейсмічна карта (CRAAG)		
Удосконалений метод Бішопа	Персональний комп'ютер	Розроблена програма розрахунків		

Таблиця 4.1 – Технічні джерела просторової обробки та різні класи параметрів дослідження

4.3.3 Результати розрахунку

Отримані карти сприйнятливості здаються важкими для безпосереднього застосування у вихідному стані через велику складність зонування, пов'язану з комбінацією пікселів по пікселям різних введених даних. Зонування залишається набагато більш тонким, ніж зонування карти експертів. Це дозволяє використовувати ці методи в якості доповнення до експертних знань для підтримки, перевірки або анулювання певних варіантів.

Це дослідження дозволяє розмістити географічну інформацію в центрі проблеми управління дорожньою інфраструктурою. Тільки дані, безпосередньо пов'язані з процесами зсувів, можуть забезпечити надійну карту, яка може бути використана в реальному житті.

Моделювання різних інформаційних рівнів, що становлять геодані проекту дослідження в середовищі ГІС, дозволило сформувати карту показників глобальної сприйнятливості (рис. 4.5 а, б). Відібрана модель була підтверджена шляхом порівняння її з 1/4 виявлених зсувів і які не використовувалися для моделювання. Повітря під кривою ROC (AUC) показує хорошу кореляцію (AUC = 0,82) (рис. 4.5 с).



Рисунок 4.5 а – Карта індексу сприйняття досліджуваної області



Рисунок 4.5 *b* – Гістограма розподілу індексу сприйняття; *c* – AUC крива ROC для перевірки моделі

Каталог різних параметрів вибраної моделі наведений в таблиці 4.2. Він показує ступінь кореляції між зсувами та різними класами причинних

факторів. Коефіцієнти високої частоти (FR > 1) показують високий взаємозв'язок між виникненням зсувів та класом фактору схильності. У той же час низькі значення (FR < 1) вказують на низьку схильність ([98] Ozdemir and Altural, 2013).

Результати показують, що якщо похил поверхні схилу становить > 20° , матимемо високу ймовірність виникнення зсувів (FR20 = 4,876). Сторони схилів, що орієнтовані до N, NE, E і NW мають позитивну кореляцію зі зсувами (FRNE = 1,321), що пояснюється безпосереднім прямим впливом опадів.

Пара- метр	N°	Фактор			Зсув					
		Клас	Число пікселів	Площа, км ²	Площа %	Число пікселів	Площа км ²	Площа %	FR	Щільність
пy,		<5°	18445	14,163	43,12	1249	0,958	16,02	0,371	0,068
Кут нахил 。	2	5-10°	16286	12,491	38,03	3405	2,611	43,67	1,148	0,209
	3	10-20°	7666	5,886	17,92	2791	2,140	35,80	2,00	0,364
	4	>20°	396	0,304	0,92	352	0,270	4,51	4,876	0,888
Експозиція	5	Flat	497	0,382	1,16	0	0	0	0	0
	6	N	6122	4,701	14,31	1353	1,037	17,35	1,212	0,412
	7	NE	6453	4,955	15,08	1554	1,192	19,93	1,321	0,241
	8	E	4343	3,334	10,15	843	0,646	10,81	1,065	0,194
	9	SE	3829	2,940	8,95	515	0,395	6,60	0,738	0,134
	10	S	5142	3,948	12,02	595	0,456	7,63	0,635	0,116
	11	SW	5635	4,327	13,17	812	0,623	10,41	0,790	0,144
	12	W	4836	3,713	11,30	707	0,542	9,07	0,802	0,146
	13	NW	5918	4,544	13,83	1418	1,087	18,19	1,314	0,240
Перевищення, м	14	440- 571	12573	9,654	29,39	2392	1,834	30,68	1,044	0,190
	15	571- 683	14973	11,497	35,01	2589	1,985	33,20	0,949	0,173
	16	683- 813	10679	8,200	24,96	1331	1,021	17,07	0,684	0,125
	17	813- 1041	4550	3,494	10,64	1485	1,139	19,05	1,791	0,326
Літологія	18	q ⁵⁻⁶	7794	5,984	18,22	910	0,698	11,67	0,640	0,117
	19	q ³⁻⁴	11069	8,499	25,88	2039	1,564	26,15	1,011	0,184
	20	Pq ¹	8741	6,712	20,43	2525	1,396	32,38	1,585	0,288
	21	q^2	678	0,520	1,58	49	0,038	0,628	0,396	0,072
	22	n ^{6b}	5817	4,466	13,60	531	0,407	6,810	0,501	0,091
	23	n ^{6a}	8182	6,282	19,13	1467	1,125	18,81	0,984	0,179
	24	n ⁷	495	0,380	1,16	276	0,212	3,54	3,059	0,556

Таблиця 4.2 – Коефіцієнти частоти різних причинних факторів
Кінець табл. 4.2

			Φa	ктор			Зсув			
Пара- метр	N°	Клас	Число пікселів	Площа, км ²	Площа %	Число пікселів	Площа км ²	Площа %	FR	Щільність
MiB,	25	<100	14939	11,471	34,92	3471	2,662	44,52	1,275	0,219
) розлс	26	100- 250	13736	10,547	32,11	2585	1,982	33,15	1,032	0,188
гань до м	27	250- 500	9539	7,324	22,31	1414	1,084	18,13	0,813	0,148
Відс	28	>500	4561	3,502	10,66	327	0,251	4,20	0,393	0,072
	29	<50	5525	4,242	12,92	1503	1,152	19,28	1,492	0,270
НЬ ДО с, М	30	50-100	5946	4,565	13,90	1197	0,918	15,35	1,104	0,200
Зідстаі річок	31	100- 150	4958	3,807	11,59	882	0,676	11,31	0,976	0,177
	32	>150	26346	20,230	61,59	4215	3,232	54,06	0,878	0,159
, MM	33	750	2243	1,722	5,24	795	0,610	10,20	1,944	0,354
ні опади	34	775	36314	27,883	84,89	6078	4,661	77,95	0,918	0,167
Атмосфер	35	800	4218	3,239	9,87	924	0,708	11,85	1,202	0,219
	36	2	7794	5,984	18,22	1224	1,475	24,68	1,354	0,117
_	37	15	11069	8,499	25,88	430	0,330	5,51	0,213	0,184
SHHS	38	20	8741	6,712	20,43	533	0,409	6,84	0,334	0,288
пле	39	25	678	0,520	1,58	104	0,080	1,33	0,841	0,072
Зче	40	35	494	0,380	1,16	584	0,448	7,49	6,485	0,557
~ ′	41	50	5817	4,466	13,60	1122	0,860	14,39	1,058	0,091
	42	80	8182	6,282	19,13	3100	2,377	39,76	2,078	0,179

FR є високим в місцевості вище 800 м (FR = 1,791 > 813). FR є дуже високим в глинисто-мергельних ґрунтах; їх вивітрений характер робить їх сприятливими для зсувів (FR = 3,0597). Коефіцієнт співвідношення між зсувами і близькістю розломів є значним для класів менше 100 (FR < 100 = 1,275). Це свідчить про те, що розломи мають сейсмічний характер і дренують воду (стік вологи). Відстань потоків води показує велику кореляцію для класів не більше 50 (FR < 50 = 1,492). Це відбувається із-за характеру зливових дощів для цих річок та схильністю до ерозій. Відношення зсувів з ізогідридами опадів показує високу кореляцію (FR₇₅₀ = 1,944). Це підтверджує, що опади є основним чинником, що викликає зсуви в районі дослідження. Нарешті, коефіцієнт частот (FR) збільшується зі зменшенням значень зчеплення (FR35 = 6,485).

Карта сприйнятливості до зсувів області дослідження ділить область дослідження на п'ять класів ієрархічної сприйнятливості. Вона підтверджує, що більшість зсувів сталися поблизу водотоків біля підніжжя схилів, де ерозія має найбільший вплив. Пилувато-глинисті ґрунти з нестабільною природою є фактором, який також є причиною зсувів. Можлива нестабільність основи шосе Схід-Захід може викликати серйозні порушення руху по автомобільній дорозі, що становить головний напрямок руху всієї півночі країни. Тому важливо враховувати особливості місцевості, по якій проходить траса автомагістралі в процесі будівництва.

У таблиці 4.3 показані відсотки різних класів на карті імовірності виникнення зсувів у районі дослідження. Висока імовірність виникнення зсувів для існуючої траси дороги викликає занепокоєння. Розрахована в дисертаційні роботі альтернативна траса дороги прокладена по ділянках з меншою імовірністю виникнення зсувів.

1			I			C	••	•		D		Пиниа ранина							
	Зсувів не б		биле	C C	лаок	a	Серед	(ни р	1вень		Велика	l	Дух	ке вел	ика				
	ЭСУБ	ы пс	будс	імо	овірні	ість	імо	вірно	сті	ім	овірніс	ть	ім	овірні	сть				
	Піксе	Пло	0⁄6	Пікс	Пло	0⁄6	Піксе	Пло	0/2	Пікс	Площ	0⁄2	Пікс	Пло	0/2				
	лі	ща	70	елі	ща	70	лі	ща	70	елі	а	/0	елі	ща	70				
Карта	4525	4,09	12,45	9885	7,59	23,11	12483	9,58	29,18	9285	7,13	21,71	5795	4,45	13,55				
A1	76	/	19,69	99	/	25,65	94	/	24,35	83	/	21,50	34	/	08,81				
Альтерн ативний варіант	115	/	30,03	113	/	29,50	71	/	18,54	65	/	16,97	19	/	04,96				

Таблиця 4.3 – Класи імовірності для автомагістралі A1 та альтернативного варіанту

4.3.4 Напівкількісний підхід до оцінки стійкості ділянки ПК 235 / ПК 245) автомагістралі А1

Третій метод використовує «напівкількісну» евристичну модель для оцінки стійкості ділянки автомагістралі A1 з використанням методу аналітичного ієрархічного процесу (AHP) de Saaty (1980) [103]. Цей метод був успішно використаний у всьому світі багатьма дослідниками для оцінки імовірності виникнення зсувів для різних ґрунтових і георгафічних умов [79] (Kayastha et al., 2013, [108] Shahabi and Hashim, 2015). Він дозволяє ранжувати змінні рішення і рівноваги кожного фактору в матриці порівняння з подвійним входом (Boroumandi et al., 2015 [39]. Використання цього методу було вибрано через його ефективність, підкреслюючи важливість кожного фактору по відношенню до інших. Для встановлення цієї моделі була вибрана та ж ділянка дороги (ПК 235 до ПК 245, на 10 км); але на цей раз з буферною зоною 300 м вздовж осі дороги. Ця область сильно постраждав від зсувів ґрунту, її літологія в основному вапняна глина (рис. 4.6).



Рисунок 4.6 – Географічне розташування району дослідження (a, b); c) зсув на ділянці дороги; d) геологічна карта області дослідження

4.3.5 Методологія

Прийнята трьохетапна методологія: (i) Стандартизація змінних, (ii) рівновага різних факторів (iii) збірка критеріїв. Для статистичного аналізу, використовувалося програмне забезпечення pro-XLSTAT; при моделюванні під ГІС використовується ArcGIS 10.3. Криві ROC були використані для підтвердження. Блок-схему прийнятого метода наведено на рисунку 4.7.



Рисунок 4.7 – Методологічна організаційна схема прийнятого методу дослідження

4.3.6 Встановлення факторів

Дослідження починається з підготовки інвентаризації зсувів. На цей раз дослідження засноване виключно на польових дослідженнях. Були виділені 11 зсувів із загальною площею 1097916 м², (макс. 228536 м², мін. 32716 м²), щільністю 1,94 випадки/км²) (рис. 4.8 а). У цьому дослідженні було обрано вісім причинних факторів: кут нахилу (α°), зчеплення (с), кут внутрішнього тертя (ϕ°), експозиція, відстань від водотоків (м), відстань від розломів (м), перевищення (м) та кількість дощових опадів (мм), (рис. 4.8), удосконалений метод Бішопа (рис 4.8 j, рис. 4.9 і рис. 4.10). Всі ці фактори для можливості порівняння були перемаштабовані в загальному масштабі.



Рисунок 4.8 а – Інвентарна карта зсувів



Рисунок 4.8 b – Карта схилів



Рисунок 4.8 с – Карта розподілу зчеплення



Рисунок 4.8 d – Карта розподілу кута внутрішнього тертя



Рисунок 4.8 е – Карта експозиції схилів



Рисунок 4.8 f – Карта відстані від водотоків;



Рисунок 4.8 g – Карта тріщин



Рисунок 4.8 h – Карта перевищень



Рисунок 4.8 i – Карта дощових опадів



Рисунок 4.8 ј – Карта розподілу коефіцієнта безпеки вздовж ділянки автомобільної дороги A1 (удосконалений метод Бішопа)



Рисунок 4.9 – Значення коефіцієнта безпеки вздовж траси за розробленим методом



Рисунок 4.10 – Методологічна схема ГІС для побудови карти коефіцієнтів безпеки схилів

4.3.7 Розробка матриці порівняння

Відповідно їх відносної важливості на стадії підготовки та утворення зсувів, була побудована матриця порівняння з подвійним входом, і кожен фактор порівнювався з іншими, на основі їх власних значень були розраховані їх відносні вагові значення (табл. 4.4). Ці ваги використовувалися для рівноваги інформаційних шарів під час моделювання.

Порівняння вагових коефіцієнтів з причинними факторами, отриманими з порівняльної матриці, показує, що нахил є найбільш значущим фактором (0,322), а потім слідують зчеплення и кут внутрішнього тертим. Хоча фактори висоти і кількості опадів є найменш впливовими. Лінійне сумування всех прийнятих причинних факторів дозволяє скласти карту індексів сприйнятливості до зсувів (ГІС).

Ця карта ГІС (рис. 4.11 а) була розділена на п'ять ієрархічних класів на основі методу «Jenks» (рис. 4.11 b). Слід зазначити, що високі індекси сприйнятливості переважають в південній та центральній частині досліджуваної області. Для підтвердження результатів була розрахована AUC кривої ROC. Це дає 80,34 % точності (рис. 4.11 с).

	Кут нахилу схилу	Зчеплення	Kyr φ	Експозиція	Відстань від вопотоків	Відстань від розломів	Висотні відмиітки	Кількість опадів	Bara
Кут нахилу									
схилу	1	2	3	5	6	6	7	8	0.352
Зчеплення		1	2	3	4	4	6	7	0.220
Кут ф			1	2	3	3	5	6	0.150
Експозиція				1	2	2	4	5	0.099
Відстань від водотоків					1	1	4	4	0.061
Відстань від									
розломів						1	4	4	0.061
Висотні									
відмітки							1	2	0.034
Кількість									
опадів								1	0.023

Таблиця 4.4 – Матриця порівняння і нормалізовані вагові значення для визначення причин зсувів



Рисунок 4.11 а – Карта ГІС області дослідження



Рисунок 4.11 b,с – карта сприйнятливості досліджуваної області; AUC кривої ROC

Як результат виконаної роботи і досліджень була побудована карта зсувонебезпечних схилів в районі проходження траси автомобільної дороги А1 (провінція Буйра, Алжир) (рис. 4.12), яка дозволила розрахувати нову траєкторію траси, що значно знижує ризики (до 30 %) при обході районів з найбільш високими ймовірностями виникнення зсувів при зміні траєкторії траси всього лише в 21 % при обході районів з найбільш високими ризиками виникнення зсувів.



Рисунок 4.12 – Карта імовірності виникнення зсувів у районі дослідження

Висновок по розділу

1. Розроблена методика розрахунку армованих геосинтетичними матеріалами укосів земляного полотна автомобільних доріг за удосконаленим методом Бішопа, яка дозволяє робити інженерні розрахунки стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів.

2. У ході реалізації роботи запропонований метод у якому вдалось поєднати розроблений удосконалений метод Бішопа з традиційними ГІС технологіями, що дозволило побудувати карту зсувів в районі проходження траси автомобільної дороги А1 (провінція Буйра, Алжир).

3. Результати досліджень розділу викладено у наступних публікаціях [5-7, 47-51].

ВИСНОВКИ

У результаті виконаної дисертаційної роботи здійснено теоретичне узагальнення і нове вирішення науково-прикладної задачі, що полягає в удосконаленні методу Бішопа для розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів. Основні наукові і практичні результати полягають у наступному:

1) виконаний аналіз існуючих методів розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів в результаті якого встановлено, що біля 80 % країн Західної Європи і Африки використовують спрощений метод Бішопа. Цей метод не враховує сейсмічний вплив, поровий тиск ґрунтових вод, армування, що обумовило подальший напрямок наукових досліджень;

2) удосконалено метод розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів на основі удосконалення спрощеного метода Бішопа за рахунок врахування сил сейсмічного та порового впливу грунтових вод та армування геосинтетичними матеріалами;

3) Розроблено метод розрахунку армування геосинтетичними матеріалами укосів насипів і виїмок автомобільних доріг і схилів, який дав можливість розробити інженерну методику розрахунку армування, що дозволяє встановлювати параметри армування та визначати потрібні характеристики армуючих матеріалів. Відхилення отриманих коефіцієнтів безпеки за розробленим методом і Plaxis становить 5,3 %;

4) на підставі результатів числового моделювання за допомогою методу скінченних елементів обґрунтовано доцільність використання армоґрунтових конструкцій, зокрема для автомобільної дороги А1 (Алжир) встановлено раціональний крок армування (0,6 м) при якому коефіцієнт безпеки складає 1,6;

5) на основі розробленого удосконаленого методу Бішопа та геоінформаційних систем розроблений метод аналізу даних, який дозволяє

приймати більш точні проектні рішення при проектуванні трас автомобільних доріг, зокрема в гірських умовах Алжиру. Отримана карта зсувонебезпечних схилів в районі проходження траси автомобільної дороги A1 (провінція Буйра, Алжир), яка дозволила розрахувати нову траєкторію траси, що значно знижує ризики (до 30 %) при обході районів з найбільш високими ймовірностями виникнення зсувів;

6) Результати дисертаційної роботи впроваджені в проекті на проектування автомобільної дороги А1 від ПК 235 до ПК 245 місто Ханіф, провінції Буйра (Алжир). У навчальний процес на кафедрі наук про Землю (інститут архітектури та наук про Землю) університету Ферхата Аббаса СЄТИФ 1 (Алжир). У навчальний процес Національного транспортного університету при викладанні дисципліни «Механіка земляного полотна» та в дипломному проектуванні для студентів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія, ОП «Автомобільні дороги, вулиці та дороги населених пунктів».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- [1] Гамеляк, І.П., Боднар, І.Д., Журба, Г.В. (2009). Про коефіцієнти запасу при проектуванні конструкцій земляного полотна з використанням геосинтетичних матеріалів. *Автошляховик України*, 6, 35-37.
- [2] Гинзбург, Л.К. (1986). Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. Москва.
- [3] ГБН В.2.3-37641918-544:2014. Автомобільні дороги. Застосування геосинтетичних матеріалів у дорожніх конструкціях. Основні вимоги. (2014).
- [4] ГБН В.2.3-218-548:2010. Споруди транспорту. Армогрунтові підпірні стінки для автомобільних доріг. Проектування та будівництво. (2010).
- [5] Дахуа, Л. (2019). Проектування укосів насипів автомобільних доріг армованих геосинтетичними матеріалами з використанням удосконаленого методу Бішопа. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, 106, 24-30.
- [6] Дахуа, Л., Ласкорунскій, С.В. (2015). *Геосинтетики в дорожньому будівництві*. LXXI наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. Київ: НТУ.
- [7] Дахуа, Л. (2016). Натурные и лабораторные исследования физикомеханических характеристик *трунтового* массива участке на «Восток-Запад» Алжира автомагистрали для определения коэффициента устойчивости откоса. LXXII наукова конференція аспірантів, професорсько-викладацького складу, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. Київ: НТУ.

[8] ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. (2014).

[9] Джоунс, К.Д., Мельник, В.Г. (ред.) (1989). Сооружения из

армированного трунта. Москва: Стройиздат.

- [10] ДСТУ Б В.1.1-28:2010. Шкала сейсмічної інтенсивності. (2011).
- [11] Иванов, П.Л. (1991). Грунты и основания гидротехнических сооружений. Москва: Высшая школа.
- [12] Корольков, Р.О. (2011). Метод проектування армованих геосинтетичними матеріалами укосів насипів автомобільних доріг.
 (Дис. канд. техн. наук). Київ.
- [13] Матвиенко, А.А. (2015). Совершенствование методики расчета сейсмостойкости плотин из ґрунтовых материалов на основе волновой теории. (Дис. канд. техн. наук). Харьков.
- [14] Нгуен, Тхай Хоанг. (2014). Оценка устойчивости трунтовых откосов гидротехнических сооружений с применением вариационного принципа. (Дис. канд. техн. наук). Санкт-Петербург.
- [15] Посібник № 1 з проектування земляного полотна і дорожніх одягів із застосуванням геосинтетичних матеріалів (до ГБН В.2.3-37641918-544:2014). (2015).
- [16] Савенко, В.Я, Дахуа, Л. (2017). Определение наиболее эффективного метода расчета устойчивости откосов. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, 101, 116-127.
- [17] Савенко, В.Я., Хаджі, Р., Дахуа, Л. (2017). Исследование устойчивости откосов на методами предельного равновесия и конечных элементов. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, 100, 284-295.
- [18] Савенко, В.Я., Хаджи, Р., Дахуа, Л. (2016). Обоснование методов определения ґрунтово-геологических характеристик откосов сооружений. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, 97, 196-206.
- [19] Усиченко, О.Ю. (2004). Моделі та метод розрахунку армованих геосинтетиками підпірних конструкцій автомобільних доріг. (Дис. канд. техн. наук).

- [20] Фам, Дык Тиеп. (2017). Условия армирования откосов с учетом их напряженно-деформированного состояния. (Дис. канд. техн. наук). Москва.
- [21] Федорук, А.В. (2006). Вдосконалення технології армування укосів геосинтетичними матеріалами. (Дис. канд. техн. наук). Одеса.
- [22] Фоменко, И.К. (2014). *Методология оценки и прогноза* оползневой опасности. (Дис. докт. геол.-мине. наук). Москва.
- [23] Харр, М.Е. (1971). Основы теоретической механики трунтов. Москва: Стройиздат.
- [24] Хуан, Я.Х. (1988). Устойчивость земляных откосов. Москва: Стройиздат.
- [25] Achir, F. (2017). Etude Géotechnique D'un Tronçon De La Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Bejaia à l'AutoRoute Est-Ouest Au Niveau d'ahnif De PK35+ 000 Au PK36+ 800 (Doctoral dissertation, Universié de bejaia).
- [26] Achour, Y., Boumezbeur, A., Hadji, R. et al. (2017). Landslide susceptibility mapping using analytic hierarchy process and information value methods along a highway road section in Constantine, Algeria. Arab J.Geosci (2017) 10: 194.
- [27] Aleotti, P., & Chowdhury, R. (1999). Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives. Bulletin of engineering geology and the environment, 58(1), 21-44.
- [28] Alloul, B. (1981). Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière; thèse de docteur 3° cycle de l'université de paris IV. 149 p.
- [29] Arab, R., Boumezoued, H., Kebah, R., & Mamouni, R. (2015). Routes et glissements de terrains-apports des géosynthétiques. In Colloque RMR-USTHB 19-20 octobre 2015, Algérie.

- [30] Arairo, W, Prunier, F, Djéran-Maigre, I, Darve F. (2013). A new insight into modelling the behaviour of unsaturated soils. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 37, 2629-2654.
- [31] Ashmawy, A.K., Bourdeau, P.L. (1998). Effect of geotextile reinforcement on the stress-strain and volumetric response of sand.
 Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, 2, Atlanta, 1079-1082.
- [32] ASTM, D. (2011). 2487 (2006) Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). Book of Standards, 4(08).
- [33] Baaziz, S.E. (2012). Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé (Doctoral dissertation, Faculté des sciences et de la technologie UMK Biskra).
- [34] Ben Dhia, M.H. (1983). Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière Thèse de docteur de 3ème cycle, Université de Paris VI.
- [35] Berrabah, F. (2015). Évaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible (Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider-Biskra).
- [36] Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5, 7-17.
- [37] Bishop, A.W., Morgenstern, N. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, 10 (4), 164-169.
- [38] Boominathan, A., Hari, S. (2002). Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 1027-1033.
- [39] Boroumandi, M., Khamehchiyan, M., & Nikoudel, M. R. (2015).
 Using of analytic hierarchy process for landslide hazard zonation in Zanjan
 Province, Iran. In Engineering Geology for Society and Territory-Volume

2 (pp. 951-955). Springer, Cham.

- [40] Bruno, W. Louis, G.J. William L. (2005). Stabilité des pentes. Université Libre de Bruxelles (ULB). Faculté des Sciences Appliquées, École Polytechnique, IRCNST-4.
- [41] Carrara, A., Cardinali, M., Guzzetti, F., Reichenbach, P. (1995). GIS technology in mapping landslide hazard. In Geographical information systems in assessing natural hazards (pp. 135-175). Springer Netherlands.
- [42] Cascini, L., Cuomo, S., & Sorbino, G. (2005). Flow-like mass movements in pyroclastic soils. *Italian Geotechnical Journal*, 4, 11-31.
- [43] Code of Practice for strengthened/reinforced soil and other fills (BS 8006: 1995)/ British standards institution. London: BSI. (1995).
- [44] (CRAAG) = Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique
- [45] CTTP, catalogue de dimensionnement des Chaussées neuves. Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (Novembre 2001 Algérie).
- [46] Cuelho, E. V., Perkins, S. W., Collins, B. M. (2018). Validation of the Deep Patch Embankment Repair Design Method using a Large-Scale Centrifuge. Transportation Research Record, 0361198118790848.
- [47] Dahoua, L., Usychenko, O., Savenko, V., Hadji, R. (2018).
 Mathematical approach for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments during an earthquake. *Mining Science*, 25, 207-217.
- [48] Dahoua, L., Savenko, VY., Hadji, R. (2017) GIS-based technic for roadside-slope stability assessment: an bivariate approach for A1 East-west highway, North Algeria. *Mining Science*, 24, 81-91.
- [49] Dahoua, L., Savenko, V., Ossitchenko, E., Hadji, H. (2019). Approche mathématique sur la méthode de BISHOP - rôle des géosynthétiques dans la stabilisation du talus du PK (240+847) de l'autoroute A1 (N-E Algérie) mathematical approach on the BISHOP method, role of geosynthetics in

slope stabilization, of PK (240 + 847)/A1 highway. *ALGÉRIE ÉQUIPEMENT*, 60, 06-12.

- [50] Dahoua, L., Savenko, V., Hadji, R., Zahri, F. (2018). Landslide Susceptibility Mapping Using Analytic Hierarchy Process Method in BBA-Bouira Region, Case Study of East-West Highway, NE Algeria. Recent Advances in Environmental Science from the Euro-Mediterranean and Surrounding Regions. Springer International Publishing AG 2018.
- [51] Dahou,a L., Savenko, V., Hadji, R. Mathematical approach to estimation of the stabilizing effect of geosynthetic floats for the stability of hands. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2020. Вип. 107. C. 23-33..
- [52] Durville, J.L., Sève G. (1996). Stabilité des pentes: Glissements en terrain meubles. *Techniques de l'ingénieur*, 254.
- [53] European Macroseismic Scale 1998: EMS-98 // Ed. G. Grunthal. Luxembourg. (1998).
- [54] Faure, R.M. (1992). Méthodes de calcul de stabilité des pentes et leur validation. *Journées fianco-marocaines de mécanique des sols*, Paris 21-22 mai 1992, p. 17.
- [55] Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., & Savage,
 W. Z. (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. *Engineering Geology*, 102(3), 99-111.
- [56] Fredlund D.G., Krahn J. (1977). Comparison of Slope Stability Methods of Analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14 (3), 429-439.
- [57] Gee, G. W., & Bauder, J. W. (1986). Particle-size analysis1. Methods of soil analysis: Part 1. *Physical and mineralogical methods*, (*methodsofsoilan1*), 383-411.
- [58] GEO-SLOPE International Ltd. Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007: An Engineering Methodology. Second Edition ed. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE, 2007. 317 p.
- [59] Ghosh, B., Fatahi, B., Kamruzzaman, A. H. M., Khabbaz, H. (2015, September). Assessing load transfer mechanism in CMC-supported

embankments adopting Timoshenko beam theory. In XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Ice Virtual Library.

- [60] Gicot, O., Perfetti, J. (1982). *Geotextiles: Conceiving and designing engineering structures*. Rhône-Poulec Fibres, Bezons, France.
- [61] Glaçon J. (1967). Recherche sur la géologie et les gites métallifères du Tell Sétifien (Algérie). *Bulletin du Service Géologique d'Algérie*, Nouv. Sér. n° 32, 674 p.
- [62] Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics* (Vol. 2, p. 576). New York: Wiley.
- [63] Gourc, J. (2014). Soil *Reinforcement by Synthetic Inclusions: Geotextiles*. In Geomaterials: Constitutive Equations and Modelling (pp. 117-138). CRC Press.
- [64] Guide to reinforced fill structure and slope desing. (2002). Hong Kong: Geotechnical Engineering Office.
- [65] Guzzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M., Reichenbach, P. (1999). Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. *Geomorphology*, 31(1), 181-216.
- [66] Hadji, R, Boumazbeur, A, Limani, Y, Baghem, M, Chouabi, A, (2013) Geologic, topographic and climatic controls in landslide hazard assessment using GIS modeling: A case study of Souk Ahras region, NE Algeria. Quaternary International, 302, 224-237.
- [67] Hadji, R, Chouabi, A, Gadri, L, Raïs, K, Hamed, Y, Boumazbeur, A (2016) Application of linear indexing model and GIS techniques for the slope movement susceptibility modeling in Bousselam upstream basin, Northeast Algeria. *Arabian Journal of Geosciences*, 9, 192.
- [68] Hadji, R, Raïs, K, Gadri, L, Chouabi, A, Hamed, Y (2017) Slope failures characteristics and slope movement susceptibility assessment using GIS in a medium scale: a case study from Ouled Driss and Machroha

municipalities, Northeastern of Algeria. *Arabian Journal for Science and Engineering*, Arab J Sci Eng, 42, 281-300.

- [69] Haeri, S.M., Noorzad, R., Oskourouchi, A.M. (2000). Effect of geotextile reinforced on the mechanical behavior of sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 18, 385
- [70] Hoedt, G. (1986). Creep and relaxation of geotextile fabrics. *Jour. Géotextiles and Geomemvranes*, 4 (2), 83-92.
- [71] Hoek, E. (1987). Rock fall-a program in BASIC for the analysis of rock falls from slopes. Unpublished note, Golder Associates/University of Toronto, Canada.
- [72] Huang, Y.H. (2012). *Stability analysis of slopes*. Van Nostrand Reinhold Company, USA, 1983.
- [73] Houston, L.S., Perez-Garcia, N., Houston, W.N. (2008). Shear strength and shear induced volume change behavior of unsaturated soils from a triaxial test program. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134 (11), 1619-1632.
- [74] Hujeux J. C. (1985). Une Lois de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Revue génie parasismique*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [75] Japan Meteorological Agency. Seismic Intensity, Gyosei (in Japanese), Tokyo. (1996).
- [76] Jha, A. K., Madhav, M. R., Reddy, G. V. N. (2018). Mechanics of Reinforcement-Slope Interactions. *INAE Letters*, 1-7.
- [77] Jones C.J.F.P., Sims F.A. (1995). Earth pressures against the abutments and wingwalls of standart motorway bridges. *Geotechnique*, 25 (4).
- [78] Jullien, A., François, D., Kerzreho, J. P., & Legret, M. (2007). Retour d'expérience sur le comportement de matériaux alternatifs en construction routière. 18ème Congrès Français de Mécanique (Grenoble 2007).
- [79] Kayastha P, Dhital MR, De Smedt F (2013) Application of the analytical hierarchy process (AHP) for landslide susceptibility mapping: a

case study from the Tinau watershed, west Nepal. Comput Geosci, 52, 398-408.

- [80] Khansal, A. (2008). *Modélisation numérique de l'essai de cisaillement rectiligne*. Mémoire de magister en MDS, Université de Batna, 2008.
- [81] Kim, B. H., Jung, J. H., Hong, S. H., Kim, J. W., Choi, H. J., & Joo, J. (2001). Physical characterization of emulsion intercalated polyaniline-clay nanocomposite. *Current Applied Physics*, 1(1), 112-115.
- [82] Koerner, R. M. (1990). Designing with Geosynthetics PRENTICE HALL, Englewood Cliffs, N.J.
- [83] Koerner, R. M., (1991). Geosynthetics in geotechnical engineering, Chapter 22, Foundation Engineering Handbook, 2nd ed. Kluwer Academic Publishers, Boston, MA, 796-813.
- [84] Krahn, J. Stability modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology: First Edition, Revision 1. Calgary, Alberta: GEO-SLOPE International Ltd. (2004).
- [85] Lambert, S. (2000). Les géotextiles: fonctions, caractéristiques et dimensionnement. *Ingénieries-EAT*, 22, 17.
- [86] Lane, P.A., Griffiths, D.V. (1997). Finite element slope stability analysis – Why are engineers still drawing circles? Proceedings of Numer- ical Models in Geomechanics, NUMOG VI, (eds. G.N. Pande and S. Pietruszczak), Pub. Balkema. 589-593.
- [87] Lebourg, T., & Frappa, M. (2001). Mesures géophysiques pour l'analyse des glissements. *Revue Française de Géotechnique*, 96, 33-40.
- [88] Ling, H.I., Tatsuoka, F. (1993). Laboratory evaluation of a nonwoven geotextile for reinforcing on site soil. *Proceeding of Geosynthetics*, 93(2), 533-546.
- [89] Magnan J.P., Humbert P., Belkeziz A., Mouratidis A. (1982). Finite element analysis of soil consolidation, with special reference to the case of strain hardening elastoplastic stressstrain models. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Eisenstein (ed), Balkema, p. 327-336.

- [90] Majedi, P., Ghalehjough, B. K., Akbulut, S., Çelik, S. (2017). Effect of Reinforcement on stability and Settlement of Embankment: A Finite Element analysis of Different Kinds of Reinforcing and Construction Conditions. European *Journal of Advances in Engineering and Technology*, 4(10), 759-764.
- [91] Makdisi, F. I., Seed, H. B. (1977). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. In ASAE Publication No. 4-77. Proceedings of the National Symposium on Soil Erosion and Sediment by Water, Chicago, Illinois, December 12-13, 1977.
- [92] Maquaire, O., Malet, J. P., Rematre, A., Locat, J., Klotz, S., Guillon, J. (2003). Instability conditions of marly hillslopes: towards landsliding or gullying? The case of the Barcelonnette Basin, South East France. *Engineering geology*, 70(1), 109-130.
- [93] Malet, J. P., Maquaire, O., Schmittbuhl, J., Jongmans, D., Hantz, D., Marc, V., ... Bogaard, T. (2008, November). Écoulements préférentiels dans les versants marneux fractures. Quelle influence pour le déclenchement de glissements de terrain à contrôle hydrologique?. In Proceedings 1ère Journée'Alea Gravitaire'. BRGM.
- [94] Mestat Ph. (1998). Du bon usage de l'élasticité dans les calculs de géotechnique, dans la pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. 241-256.
- [95] Moore D. M., Reynolds R. C. (1989). X-ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals. Oxford University Press. New York.
- [96] OECD (1991). Ground engineering applications of geotextiles in road construction and maintenance. Report of the Expert Group 18, publisched by Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK, 1991.
- [97] Oliaei, M., Kouzegaran, S. (2017). Efficiency of cellular geosynthetics for foundation reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(2), 11-22.

- [98] Ozdemir, A., Altural, T. (2013). A comparative study of frequency ratio, weights of evidence and logistic regression methods for landslide susceptibility mapping: Sultan Mountains, SW Turkey. *Journal of Asian Earth Sciences*, 64, 180-197.
- [99] Perkins, S., Cuelho, E., Akin, M., Collins, B. (2015). Use of Finite Difference Numerical Technique to Evaluate Deep Patch Embankment Repair with Geosynthetics. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (2473), 217-223.
- [100] Pradhan, B., Jebur, M. N., Shafri, H. Z. M., Tehrany, M. S. (2016). Data fusion technique using wavelet transform and taguchi methods for automatic landslide detection from airborne laser scanning data and quickbird satellite imagery. IEEE Transactions on Geoscience and remote sensing, 54(3), 1610-1622.
- [101] Rahmouni, O. (2017). Contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènement renforcés par géogrille (Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider-Biskra).
- [102] Russell, J.D. and Fraser, A.R. (1996) *Infrared methods*. pp. 11 67 in: Clay Mineralogy: Spectroscopic and chemical determinative methods. (M.J. Wilson, editor). Chapman & Hall, London.
- [103] Saaty, T. L. (1980). The Analytic Hierarchy Process: *Planning, Priority Setting and Resource Allocation*. New York: McGraw-Hill.
- [104] Savenko, V., Dahoua, L., Hadji, R., Zahri, F., Ossitchenko, E. (2018). Application of geochemical, mineralogical and geotechnical methods to site characterization for road construction purposes at A1 highway Northeastern Algeria. *International Journal of Engineering & Technology*, 7(4), 2940-2944.
- [105] Schlosser, F. (1977). Murs de soutènement. Ed. *Techniques Ingénieu*r.
- [106] Schmutz, M., Albouy, Y., Guérin, R., Maquaire, O., Vassal, J., Schott,
 - J. J., Descloîtres, M. (2000). Joint electrical and time domain

electromagnetism (TDEM) data inversion applied to the Super Sauze earthflow (France). *Surveys in Geophysics*, 21(4), 371-390.

- [107] Seed, H. B., De Alba, P. (1986). Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. *In Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering:* (281-302). ASCE.
- [108] Shahabi, H., Hashim, M. (2015). Landslide susceptibility mapping using GIS-based statistical models and Remote sensing data in tropical environment. *Scientific reports*, 5, 98-99.
- [109] Soeters, R., Van Westen, C. J. (1996). Landslides: Investigation and mitigation. Chapter 8-Slope instability recognition, analysis, and zonation. Transportation research board special report, (247).
- [110] Stability Modeling with SLOPE/W (2007). An Engineering Methodology. GEO-SLOPE International Ltd. Second Edition.
- [111] Tang, C., Shi, T., Gao, W., Chen, F., Cai, Y., (2007). Strength and mechanical behavior of reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotxtiles and Geomembranes*, 25 (3), 194-202.
- [112] Thiébot, J. Guillou, S. (2007). *Calcul de stabilité des berges d'un canal. 18ème congrée français de mécanique*, France, 27-31 Aout 2007.
- [113] Thiery, Y., Sterlacchini, S., Malet, J. P., Puissant, A., Maquaire, O. (2004, June). Modélisation spatiale de la susceptibilité des versants aux mouvements de terrain. In Conférence CASSINI-SIGMA 2004: Géomatique et Analyse Spatiale (pp. 12-p).
- [114] Van Westen, C. J. (2000). The modelling of landslide hazards using GIS. *Surveys in Geophysics*, 21(2-3), 241-255.
- [115] Vercueil, D., Billet, P. (1997). Study of the liquefaction resistance of saturated sand reinforced with geosynthetics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 16, 417-425.
- [116] Vidal, H. (1989). *The Development and Future of Reinforced Earth.Keunote addreas Symp.* Earth Reinforcement. ASCE, Pitsburg.

- [117] Walkinshaw, J.L. (1975). *Reinforced Earth Construction*. Report No. FHWA-DP-18, Department of Transportation, Arlington, Virginia.
- [118] Wang, G-H., Sassa, K., Fukuoka, H., Tada, T. (2007). Experimental study on the shearing behavior of saturated silty soils based on ring-shear tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133 (3), 310-333.
- [119] Whitlow, R. (1995). Basic Soil Mechanics. (3rd edn). Longman, Harlow, Essex. (New edition in press by Pearson Education, Harlow, Essex.
- [120] Wulandari, P. S., Tjandra, D. (2015). *Analysis of geotextile reinforced road embankment using PLAXIS 2D*. Procedia Engineering, 125, 358-362.
- [121] Yilmaz, I. (2010). Comparison of landslide susceptibility mapping methodologies for Koyulhisar, Turkey: conditional probability, logistic regression, artificial neural networks, and support vector machine. *Environmental Earth Sciences*, 61(4), 821-836.
- [122] Y Direction Des Routes. Projet du Reglement Parasismique des Ouvrages D'art. Partie I – Ponts Neufs. Partie II – Tunnels. Partie III – Ponts Existants Recommandations Pour L'evaluation en Vue de Renforcement Parasismique Eventuel. (2007).

ДОДАТОК А

ПРИКЛАД РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКІВ

Методика розрахунку включає положення [3, 15] та розрахункові залежності і підходи, які висвітлені у розробленому методі проектування армованих геосинтетичних матеріалів укосів насипів автомобільних доріг з використанням удосконаленого методу Бішопа [5, 47, 51].

Розрахунок армування укосу насипу виконуємо для умов наведених у [15] з метою порівняння результатів розрахунків.

Вихідні дані:

висота насипу H = 5 м; закладання укосу 1:0,5; кут закладання укосу $\beta = 63^{\circ}$; кут внутрішнього тертя ґрунту насипу $\varphi_I = 35^{\circ}$; питоме зчеплення ґрунту насипу $c_I = 0$ кH/м²; питома вага ґрунту насипу $\gamma_1 = 20$ кH/м³; інтенсивність рухомого привантаження на поверхні насипу $q_Q = 0$ кH/м²;

інтенсивність зовнішнього постійного навантаження $q_G = 0 \text{ kH/m}^2$; ширина насипу поверху B = 14,5 m;

частковий коефіцієнт запасу на навантаження, для постійного навантаження від власної ваги конструкції приймається рівним $\gamma_f = 1,0$.

частковий коефіцієнт довговічності *γ*_d=1,1;

частковий коефіцієнт на пошкодження при вкладанні для піску $\gamma_{cd}=1,2;$

частковий коефіцієнт запасу на наслідки від втрати внутрішньої стійкості конструкції _{*у*_n=1,1;}

попередньо вибраний матеріал для армування — геотекстиль тканий, сировина — поліетилен високої міцності, частковий коефіцієнт на повзучість для поліетилену $\gamma_{cr} - 5,0$.

1. За методом круглоциліндричних поверхонь ковзання (Феленіуса) знаходять мінімальний коефіцієнт стійкості укосу і радіус кривої ковзання для цього коефіцієнта.

Отриманий коефіцієнт підставляємо у формулу визначення коефіцієнта безпеки для удосконаленого метода Бішопа *F_{Fel}*.

2. Розраховують коефіцієнт безпеки без врахування сил від ґрунтових вод і сейсмічних сил, приймаючи зусилля в геосинтетику $G_{eoi} = 0$ за формулою (4.1).

Розрахунки виконуємо за допомогою розробленої програми (рис. А.1-А.4). Результати розрахунку для прикладу, що розглядається, наведені на рис. А.5 і рис. А.6, відповідно розрахунок без геотекстилю і з геотекстилем.

Отриманий коефіцієнт безпеки F = 0,99.

3. Розраховують загальне армуюче зусилля, яке необхідне для забезпечення заданої внутрішньої стійкості укосу за формулою (4.2).

Розрахунок і його результати наведені на рис. А.7.

	×		#: +		>>	1	1					-							_						-			-	(+)	
	10 1 3		rier et Rechercher e litrer * sélectionner	Édition		ж																							Ď	. 18:13
ľ		W I				α																							1	X
1		i	ormat			٩																							90 9	Ł
			Insérer Supprimer F	Cellules		0																						III		8 1111 1
C			yles de ellules *			z							1																	
			forme St u * ci										-															-		
ľ			ttre sous de tablea	Style		M																			-					
Microsoft Excel			e en forme Mei ditionnelle * 0			-				N° de Couche		2	m	4	5	9	. en		4	100	30	31	32	33						-
- msix.ar		•	Mis Conc	12		К			~~~~	init - F															-0,01			-		
EM + LEOTEKCTN.	5兴PDF专家	Jard	000 % to 100 %	Nombre		1				Ľ															1,34					
трясени	eur J	t Stand	(17		-				F_init	1.33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33					1,33	1,33	1,33	1,33						Ø
РАММ с земле	Développe	utomatiquement		L		H				S_Deno	-12.61	-7,98	-22,39	-8,57	18,60	50,99					698,47	676,46	650,73	622,12				-		
ET Fs ПО ПРОГ	Affichage	oyer à la ligne a	nner et centrer	4		U				S_Num	06.6	26,07	30,36	48,13	72,17	98,35					808,56	819,68	827,44	832,82				-		Ĩ
PACH	Révisior	Renv	Fusio	Alignemen		ц.,				Deno	12.61	4,62	14,41	13,83	27,17	32,39					18,68	22,02	25,73	28,60						Z
1	nnées						-	ller		e		7		00		00					1	2 -	-	-						(
	Do	1	₩. ₩₽			ш		Calcu		Nur	9.9	16,1	4,20	17,7	24,0	26,1					13,5	11,1	7,7	5,3						
Y	Formule					0		5	3	ß																				¥.
ĵ	age	, v	÷.	ø				.0	3	c 2									_											
D	Mise en p	A V	3		$f_{\mathbf{x}}$			I : Finit =	uche N° =	culé max																				C
था- व	ion	+ 11		Police	٢			rce initia	ire de co	F ca																		R)		5
Sav II	Insert	libri	I S			8		ır de Fo	re nomb	÷																		Feuil		- 10
5	Accueil	C R	9	C	813			La valet	Introdui																			Feuil1		W
6	5	1	Coller	resse-p		A								-	0		2	3	4	LO.	9	7	00	6	0	FI.	5		rêt 🥈	6
	101			LL			-	1.4	201	21	. 4	1.10	00	01			. 974	900	100	- 404			. 101		N	N	N	(🗶 🛛	0	

Рисунок А.1 – Вигляд першої сторінки програми

172

8	× ₽⊐ 1	F	
2 Es 27 7777777 7 7777777777 + 777777777 Alsm [création] - [Feuilt (Code)]	age Insertion Forma <u>t</u> Débogage E <u>x</u> écution <u>O</u> utils <u>C</u> ompléments Fe <u>n</u> être <u>7</u>	Calculer	<pre>For compress = 10 (1) (2 (a) Mus Step 0.01 In = Steps: Treating transmission (Asister (Teuriz), Mange (MS: S99'), 1, Fales) For ye = Noumi (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Nortsheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For ye = Noumi (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Nortsheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For ye = Noumi (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Nortsheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For ye = Noumi (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Nortsheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For ye = Noumi (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Nortsheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Replication, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S189'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (MS: S199'), 1, Fales) For (Application, Nortsheer Function, Yucokup (1k, Sheers (Teuriz)), Mange (M</pre>
🗂 Microsoft Visual Basic - ????:	Eichier Edition Affich	Projet - VBAProject	Ambroject (????? Fs i Marosoft Excel Objets Marosoft Excel Objets Feult (Feult) Feult (Feult) Feult (Feult) Propriétés - Feult] Propriétés - Feult] Propriétés - Feult] Nodules Propriétes - Feult] Nodules Feult Nodules False EnableEdunbritter False EnableEdunbritter False En

Рисунок А.2 – Коди програми (фрагмент 1)

×	×		F	ाग							٦																•	
0																												
	Tapez une question																											
			Click																									
																											- 4	
l	<u>1</u> être <u>2</u>	D											lUp).Row														Up).Row	
(Code)]	éments Fe <u>r</u>												9").End(x					Jalata									').End(x1	
tion] - [Feuil]	tils <u>C</u> omple	Li 35, Col 35											e ("E99999					Powe (1) 1	1. (+) punt			(HCJH) ON	("c3")		Ţ	1000	ep 0.01 ("B99999'	
??.xlsm [créat	cution <u>O</u> ut	₩ (® 1		ck ()									1").Rang				10 B	.Select	D			med (m)t	").Range	1	est vra		1_Max St	
1222222222 +	ogage E <u>x</u> é	;)) ()) ())		uler_Cli					$c_{1} = 0$	rarl = 0	Next		ss("Feuil	colonnes Select	Contents	Then	lig_call	bleau2")	[NO2 0 TH - 1		3	CCT Trent	("Feuill	je ("c4")	condition) To F Ca s("Feuil2	٦
	rma <u>t</u> <u>D</u> ébo			Sub Calc Double	0	xx = 0 = 0	0 = 1		umerateur	enominate	c Resume	1	<pre>L = Sheet '</pre>	S. ("q:N")	n.ClearC	call > 4	= 5 To	kange ("Ta selection				alaz.("IC	orksheets	ix = Rang	si une c		oteur = 0 = Sheets	
ii i Willich	isertion Fo		lculer	Private Dim a As	Cons1 =	F Cal Ma Lig Cal	lig_call	0 = WINN	Somme Nu Numerate	Somme_De	On Error		lig_call	Columns	Selectic	If lig_c	Fort	LL U	Next	End If		Kange ("L	DM = WmN	F_Cal_Ma	' Teste	ik = 0	For comp lig	-
122 FS 2222	Tichage <u>I</u> n	G W S	ی ×	÷ 12	st						×	•	Ī							ichi			40					
ual Basic - ?	Edition <u>Aff</u>	2 C3 K	ect	ct (22222 F	oft Excel Obje uil1 (Feuil1)	iuil2 (Feuil2) isWorkbook	S				-	t 1	ar categorie	Feuil1	f False	False	1 True	n True	False	0 - xiNoRestr	Feuil1		10,71	VIDDIICIY - T-				
Microsoft Vis	B Eichier		iet - VBAProje	S VBAProje	Aicros	Ľ⊧ I¶G	Hodul			ш	priétès - Feuil	Jill Workshee	andoeadae b	ame)	playRightToLe	ableAutoFilter	ableCalculation	ableFormatCor	ableOutlining	ableSelection	me	ollArea	andardWidth					



×	X		F	
0	ī			
0				
	lestion			
	z une qu			
	Tape			
				exit
			×	VRAI
			Clic	1 = 4 = 4 = 4 = 4 - Cyan - Cyan - Cyan - Cyan - 2 = 4 - 4 = 4 - 600)=
				Row + ndex = ndex = eur1 eur1 eur1 = 8 = 8 = 8 = 8 = 8 c= 0 <c= 0<br="">ue bou</c=>
				<pre>tlUp). colorI colorI colorI colorI colorI colorI colorI cons1) cons1) cons1) </pre>
	ttre 2	DF.		<pre>.End(; dd tior.(rior.(nomine nomine nomine nomine vior.((xlUp) (xlUp) (xlUp) .Colol .Colol .Colol .Colol 0.01 d</pre>
e)]	s Fe <u>n</u> é			00000000000000000000000000000000000000
il1 (Cod	plément			e ("E99 Call)
n] - [Feu	Com	01, Col 1		 Rang Rang Riliang Riliang Riliang Riliang Riliang Riliang Can C
[création	Outils	0 Li 1		Calcology (11) Colors (11) Co
mstx.555	écution			result (result (resu
2222222	ge E <u>x</u> (70 (t)		des sheet uill" uill" uill" uill" uill" uill" uill" ").Ram ").Ram ").Ram ").Ram tfinit tfs("Frinit tes("Frinit tes("Frinit tes"). Si teurl + 0.00
+ 22222	<u>D</u> éboga	<i>3</i>)		Cal = Cal =
22222222	orma <u>t</u>			<pre>. hffl Sheet She Sheet Sh</pre>
2 2 W22	ion Fc	A	La	Ring Ring She She She She She She She She She She
1222 22	Insert	2 6	Calcule	E E E E E E E E E E E E E E E E E E E
532272 Fs	ffichage	R R	×	in the second seco
I Basic -	ition <u>A</u>	%		t (?????? 1 (Feuil 1) 2 (Feuil 2) 2 (Feui
oft Visua	ier <u>E</u> di		AProject	Merosoft Marosoft Marosoft Marosoft Feuili Feuili Feuili Hatton Tructolef Far c eBreak Tructolef Far c Hatton Tructolef Far c trining Far c far
Micros	Eich		ojet - VB.	The second secon











				<	• •		([_			_								
	\$	йти и елить *				8			eo	258207										UKVI						-
3	ч	BKa Hal D V BUG(рование						T	62,8;	05								Ļ	-00 -100						_
		Сортиро и фильт	Редакти			BA			Geo*		41,88388								00000 11	41,88388						
	Å	i				AZ			22		733209	079956	913051	738636	467812	786304	479694	390296	820174	553013						
	тавить 🔻	алить [▼] ормат ▼	нейки								0 3,72	0 7,75	0 12,7	0 18,6	0 22,0	0 21,3	0 18,8	0 13,3	66'0 0	0 110						
		* • *	Æ			AY			Σ1																	
	Ī	гь Стили Ячеек				AX			А		5873063	1964346	5167094	9962174	3950563	6593201	9502709	3591694	9341093	6700230						
		атирова таблицу									4,8	2'8	9	5	1	Ħ	6'6	6,4	7 ⁴ 0	F						
		форл	Стили			AM																				
		ПОВНОЕ ПОВНОЕ ГИРОВАНИ				AV																				
		ус Форма																								
		,00, 00, 00, 00,	Ľ			A																				
PDF		000 %	Число			AT																				
it Reader		оещий В 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0				AS																				
t Fox		центре 🔻	Ľ																							
е Вид		естить в ц				AR																				
ирование		екста ть и пом				AQ		16	(12)+ (15)	6,27	-2,70	2,04	7,83	14,49	18,39	66'11	15,80	10,72	1,00		,2727					
Реценз		еренос т 6ъедини	нивание						4 (11)+(_											79					
нные	ľ		Bupab			AP		15	13 X 1⁄	-7,14	-6,43	-5,71	-4,96	-4,18	-3,66	-3,39	-3,05	-2,62	0,0							
ыда	1	à 🛄				AO		14	sα -(h/2R)	0,94	0,85	0,75	0,65	0,55	0,48	0,45	0,40	0,34	0,26	5 60						
формул						_		 	osT-G cos	.0	88	88	80	8	88	88	88	0								
ницы	1	· ·	L2			AN		 13	a Fh+r*c	-7,6	5'1-	5'1-	5'1-	51-	1-	1-	1-	-1,6	0'0							
етка стра		A 👌				AM		12	*sinT)sin	00'0	00'0	00'0	00'0	00'0	00'0	00'0	00'0	00'0	00'00							
Разм		+ 11	рифт	fa					na (Fv+r	15	~	10	6	2	ŋ		S	4			170					
Вставка		× Ā X	Ξ			AL		11	w*Sil	0,86	3,75	7,75	12,7	18,6	22,0	21,3	18,8	13,3	1,0(120.4					
зная		Calibr	13			AK																73				
Глав	7	s 🧑 🔊	омена Г	AJ24		A		10	(6) /(,51	7,87	2,88	7,61	2,15	3,26	0,67	7,26	2,10	86'0		,2842	$F_{S} = 1$,				_
	- P	ā .	0	L					<u>.</u>	11		-	-	2	2	~	-	-	- []		3					

Рисунок А.7 – Результати розрахунку загального армуючого зусилля

$$T_{geo} = 62,82 \text{ kH/m}.$$

4. Розраховують проектну міцність армуючого геосинтетика за (4.5).

Згідно з вихідними умовами для армування вибираємо матеріал – тканий геотекстиль з поліетилену з міцністю на розрив $R_p=55$ кH/м; частковий коефіцієнт на повзучість для поліетилену $\gamma_{cr}=5,0$.

Довготривала міцність на розрив згідно з (4.6):

$$R_{cr} = \frac{55}{5} = 11 \text{ KH/M}.$$

Частковий коефіцієнт запасу для армуючих геосинтетиків при значеннях часткового коефіцієнта довговічності $\gamma_d=1,1$ та часткового коефіцієнт на пошкодження при вкладанні $\gamma_{cd}=1,2$ [3]:

$$\gamma_m = 1, 1 \cdot 1, 2 = 1, 32$$

Номінальну міцність армуючого геосинтетика $T_{\text{ном}}$ приймають рівною R_{cr} – міцності при повзучості при розтягуванні.

$$T_{HOM} = 11,0 \text{ кH/м.}$$

Проектна міцність армуючого геосинтетика, згідно з (4.5), при значенні часткового коефіцієнта запасу на наслідки від втрати внутрішньої стійкості конструкції [3] γ_n =1.1:

$$T_d = \frac{11,00}{1,32 \cdot 1,10} = 7,58 \text{ KH/M}.$$

5. Розраховують потрібну кількість армуючих геосинтетичних прошарків за (4.7):

$$N_{\rm apm} = \frac{68,82}{7,58} = 9,08 \approx 9$$
 IIIT.

6. Розраховують відстань між армуючими прошарками за формулою (4.8):

$$d_{\rm apm} = \frac{5}{9} \approx 0.55$$
 M.

7 Розподіляють армуючі прошарки по висоті насипу.

8 Виконують перевірку правильності розподілу армуючих прошарків для кожного *i*-го полотна геосинтетика

8.1 Визначають глибину закладення *i*-того прошарку згідно з (4.10) або конструктивно:

$$h_1 = 1$$
 0,55 = 0,55 м;
 $h_2 = 2$ 0,55 = 1,10 м;
 $h_3 = 3$ 0,55 = 1,65 м;
 $h_4 = 4$ 0,55 = 2,20 м;
 $h_5 = 5$ 0,55 = 2,75 м;
 $h_6 = 6$ 0,55 = 3,30 м;
 $h_7 = 7$ 0,55 = 3,85 м;
 $h_8 = 8$ 0,55 = 4,40 м;
 $h_9 = 4,7$ м (конструктивно).

9. Розрахунок довжини армування:

Спочатку визначають вертикальні напруження на рівні закладення *і*того прошарку згідно з (4.15):

$$σv1 = 20,00 \cdot 4,45 = 89,0 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv2 = 20,00 \cdot 3,90 = 78,0 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv3 = 20,00 \cdot 3,35 = 67,0 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv4 = 20,00 \cdot 2,80 = 56,0 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv5 = 20,00 \cdot 2,25 = 45,00 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv6 = 20,00 \cdot 1,70 = 34,0 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv7 = 20,00 \cdot 1,15 = 23,0 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv8 = 20,00 \cdot 0,60 = 12,0 \text{ KH/M}^2;$$

$$σv9 = 20,00 \cdot 0,30 = 6,0 \text{ KH/M}^2.$$

9.1 Розраховують довжину анкерування армуючих прошарків з умови витягування з тіла укосу, згідно з (4.13), при значені коефіцієнта взаємодії грунту з геосинтетиком відповідно до [3] для геотекстилю та піску $\alpha = 0,7$.

$$\begin{split} L_{\rm ahk1} &\geq \frac{7,58\cdot 1,5}{2\cdot 0,7\cdot (0+89,0\cdot 0,70)} = 0,13 \ {\rm m}; \\ L_{\rm ahk2} &\geq \frac{7,58\cdot 1,5}{2\cdot 0,7\cdot (0+78,0\cdot 0,70)} = 0,15 \ {\rm m}; \\ L_{\rm ahk3} &\geq \frac{7,58\cdot 1,5}{2\cdot 0,7\cdot (0+67,0\cdot 0,70)} = 0,17 \ {\rm m}; \end{split}$$
$$\begin{split} L_{\text{ahk}4} &\geq \frac{7,58 \cdot 1,5}{2 \cdot 0,7 \cdot (0 + 56,0 \cdot 0,70)} = 0,21 \text{ m}; \\ L_{\text{ahk}5} &\geq \frac{7,58 \cdot 1,5}{2 \cdot 0,7 \cdot (0 + 45,0 \cdot 0,70)} = 0,26 \text{ m}; \\ L_{\text{ahk}6} &\geq \frac{7,58 \cdot 1,5}{2 \cdot 0,7 \cdot (0 + 34,0 \cdot 0,70)} = 0,34 \text{ m}; \\ L_{\text{ahk}7} &\geq \frac{7,58 \cdot 1,5}{2 \cdot 0,7 \cdot (0 + 23,0 \cdot 0,70)} = 0,50 \text{ m}; \\ L_{\text{ahk}8} &\geq \frac{7,58 \cdot 1,5}{2 \cdot 0,7 \cdot (0 + 12,0 \cdot 0,70)} = 0,97 \text{ m}; \\ L_{\text{ahk}9} &\geq \frac{7,58 \cdot 1,5}{2 \cdot 0,7 \cdot (0 + 6,0 \cdot 0,70)} = 1,93 \text{ m}. \end{split}$$

9.2 Визначають розрахункове значення положення лінії перетину *i*-того армуючого прошарку з найбільш небезпечною поверхнею ковзання згідно з (4.17):

$$\begin{split} L_{d1} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 0,55)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 0,55 = 1,15 \text{ M}; \\ L_{d2} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 1,10)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 1,10 = 1,86 \text{ M}; \\ L_{d3} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 1,65)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 1,65 = 2,28 \text{ M}; \\ L_{d4} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 2,20)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 2,20 = 2,53 \text{ M}; \\ L_{d5} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 2,20)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 2,75 = 2,68 \text{ M}; \\ L_{d6} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 2,75)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 3,30 = 2,74 \text{ M}; \\ L_{d7} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 3,30)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 3,85 = 2,73 \text{ M}; \\ L_{d8} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 4,40)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 4,40 = 2,66 \text{ M}; \\ L_{d9} &= \sqrt{6,3^2 - (6,3 - 4,70)^2} - 1,15 - 0,5 \cdot 4,70 = 2,59 \text{ M}. \end{split}$$

9.3 Довжину загортання геосинтетичного прошарку для цього приклада не розраховують.

9.4 Визначають загальну довжину полотна армування, згідно з (4.12):

$$L_{r1} \ge 0,13 + 1,15 = 1,28 \text{ M};$$

$$L_{r2} \ge 0,15 + 1,86 = 2,01 \text{ M};$$

$$L_{r3} \ge 0,17 + 2,28 = 2,45 \text{ M};$$

$$L_{r4} \ge 0,21 + 2,53 = 2,74 \text{ M};$$

$$L_{r5} \ge 0,26 + 2,68 = 2,94 \text{ M};$$

$$\begin{split} L_{r6} &\geq 0,34 + 2,74 = 3,08 \text{ M}; \\ L_{r7} &\geq 0,50 + 2,73 = 3,23 \text{ M}; \\ L_{r8} &\geq 0,97 + 2,66 = 3,63 \text{ M}; \\ L_{r9} &\geq 1,93 + 2,59 = 4,52 \text{ M}. \end{split}$$

З урахуванням того, що верхні полотна можуть не доводитись до критичної кривої обрушення, призначаємо довжину всіх шарів армування рівними $L_{ri} = 4.0$ м.

10. Розрахунок зовнішньої стійкості армованого укосу

Для забезпечення стійкості армованого укосу проти ковзання по основі повинна виконуватися умова (4.23):

Визначають коефіцієнт активного бічного тиску K_a згідно з (4.27):

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0,27$$
.

Визначають активний тиск ґрунту згідно з (4.26):

$$P_a = 0.5 \cdot 20.0 \cdot 5.0^2 \cdot 0.27 = 67.5 \text{ kH/m}.$$

Розраховують вагу погонного метра блоку в укісній частині згідно з (4.24), оскільки *L* < *H*:

$$W = 0.5 \cdot 4.0^2 \cdot 20.0 \cdot tg63^\circ = 314.02 \text{ kH/m}.$$

Перевірка виконання умови (4.23) при $\varphi_{min} = \varphi_2$:

$$(314,02-67,50\cdot\sin 35^\circ)\cdot tg\,20^\circ = 100,20 \ge 1,5\cdot67,5\cdot\cos 35^\circ = 82,94$$

Умову (4.23) виконано тобто стійкість забезпечена.

Параплельно для вихідних умов і отриманої схеми армування були виконані розрахунки з допомогою програмного комплекса PLAXIS. Результати визначення напружень і деформацій наведені на рис. А.8 – рис. А.10, результати розрахунку коефіцієнта безпеки – рис. А.11.



Рисунок А.8 – Загальні переміщення



Рисунок А.9 – Деформації зсуву



Рисунок А.10 – Відносності напруження зсуву

Step Info					
Step 105 of 105	Extrapolation fact	or	1,000		
astic STEP Relative stiffness			0,003		
Multipliers	78		2 2		
	Incremental multipliers		Total mult	ipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp;	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,002	Σ-Msf:	1,638	
Time	Increment:	0,000	End time:	12,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Рисунок А.11 – Фактор безпеки

ДОДАТОК Б АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ

ABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUES "ARIF ISMAIL

Agrément par le Ministère des travaux publics et des Transports. N°: 153/2019 Agrément par le Ministère de l'habitat de l'urbanisme et de la ville N ° R /0493/0543/2019/05 Agrée par le Ministère de l'habitat de l'urbanisme et de la ville depuis 2009 Agrée par le ministère des Travaux Public et des transport depuis 2013 Agrée par le ministère du commerce depuis 2018 Agrée par Ministère de l'Environnement et des Énergies Renouvelables depuis 2018 Siège Social: 333 lotissement Azamia, Ain Azel, Sétif Tél /Fax : 036 68 20 44/ Mobiles: 0774414127 / 0775121655

ATTESTATION

À propos de la mise en œuvre des résultats des travaux scientifiques.

Le laboratoire d'études géotechniques "ARIF ISMAIL" représenté par son directeur Mr. Arif Ismail atteste que Mr. Dahoua Lamri ; étudiant de troisième cycle du département de la construction des routes et aérodromes à l'Université Nationale des Transports à Kiev, l'Ukraine, à réalisé au sain de notre laboratoire des essais physicochimiques et mécaniques sur des échantillons de sol prélevés du site dit " Hanif " sur l'autoroute A1 entre les PK 240 et PK 241.

Ce certificat est délivré dans le fait que les résultats des essais de laboratoire sont associés au calcul de renforcement des talus des routes et des pentes et qui sont utilisés dans l'étude de développement du projet de la construction de l'autoroute A1 au PK 240+847.

Signature

Le directeur s Géo ARIE



186

Dr. HADJI RIHEB, Professeur Institut d'Architecture et des Sciences de la Terre, Département des Sciences de la Terre Université Ferhat Abbas Sétif-1- Algérie <u>hadjirihab@gmail.com</u> tél: +213 561 474 453

ATTESTATION DE RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Je soussigné Dr. HADJI RIHEB, Professeur à l'Université Ferhat Abbas Sétif1, Algérie, Institut d'Architecture et des Science de la Terre, atteste que: Mr. Dahoua Lamri doctorant de troisième cycle de la Faculté des Transports Construction de l'Université Nationale des Transports de Kiev, Ukraine, a développé avec les chercheurs en géologie de l'Ingénieur et Géotechnique, au sain de notre structure (département des Sciences de la Terre, Institut d'Architecture et des Sciences de la Terre, Université Farhat Abbas, Sétif1, Algérie), une approche mathématique couplée à un programme numérique sur le calcul de la stabilité des talus sujet à des sollicitations sismiques.

Je confirme que les développements scientifiques du doctorant Mr. Dahoua Lamri de troisième cycle sus cité ont été utilisés par nos étudiants de master pour le calcul des remblais et structures dans le cadre de leurs projets de fin d'étude. Ces développements ont permis d'augmenter la stabilité des corps de chaussées, la résistance à la dureté, la résistance aux fissures de routes dures et non revêtues.

Cette attestation est délivrée à la demande de l'intéressée, pour servir et valoir ce que de droit.

fait à Sétif, le 20/01/2019 Dr. HADJI RIHEB, Professeur Professeur HADJI Riheb

La Terre - Unive



Etudes, Consulting et expertise judiciaire En Hydrogéologie, Géotechnique et Géophysique

Boulevard houari boumedinne-TEBE \$\$A. AGREE MREE N°: 44/17 Emsil:

shmiserhane@gmail.com> & Té1: +213 (0)661 295 567 / +213 551 955 344

ATTE STATION

Les travaux scientifiques de Mr. Lamri Dahoua dédiés au développement d'un procédé pour améliorer les méthodes de calcul de stabilité des talus et les pentes en terre armée avec l'utilisation des géosynthétiques comme matériaux de renforcement.

Cette attestation confirme que Lamri a développé une nouvelle méthode de calcul de stabilité des talus dans ses travaux scientifiques, la méthode de Bishop modifiée a été utilisée pour évaluer la stabilité des talus renforcés sur l'autoroute Est-Ouest A1 du PK 235 au PK 245 dans la commune de Hanif wilaya de Bouira.

Les résultats du calcul du facteur de sécurité par la méthode développée de M. Dahoua Lamri ont permis d'adopter un schéma de renforcement plus rationnel permettant ainsi de réaliser des économies sur les matériaux de renforcement qui presentent un pourcentage conséquent du projet.

Le bureau d'études

BRAHMI Serhane Bureau d'Etudes Techniques AGREE WREE Nº : 44/17 Bio Houan Bournestanne - TERESSA

Міністерство освіти і науки України НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ **YHIBEPCHTET** A .02070915 01 20 21 p 01010, м. плів, вул. Омеляновича-Павленка, ten.: 280-82-03

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Результати дисертаційної роботи Дахуа Ламрі за темою «Удосконалення методу розрахунку стійкості укосів земляного полотна автомобільних доріг та схилів (на прикладі Алжиру)» впроваджено у навчальний процес, а саме при викладанні дисципліни «Механіка земляного полотна» та в дипломному проектуванні для студентів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія, ОП «Автомобільні дороги, вулиці та дороги населених пунктів».

Проректор з навчальної роботи НТУ, професор О.К. Г

Декан факультету транспортного будівництва НТУ, професор О.К. Грищук

О.С. Славінська

ДОДАТОК В

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. Dahoua L., Usychenko O., Savenko V., Hadji R. Mathematical approach for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments during an earthquake. *Mining Science*. 2018. Vol. 25. P. 207-217. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.5277/msc182501

2. Savenko V., Dahoua L., Hadji R., Zahri F., Ossitchenko E. Application of geochemical, mineralogical and geotechnical methods to site characterization for road construction purposes at A1 highway Northeastern Algeria. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol.7, No 4. P. 3909-3913. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.12331

3. Dahoua L., Savenko V., Hadji R. GIS-based technic for roadsideslope stability assessment: an bivariate approach for A1 East-West highway, North Algeria. *Mining Science*. 2017. Vol. 24. P. 117-127. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.5277/msc172407

4. Dahoua L., Savenko V., Ossitchenko E., Hadji H. Approche mathématique sur la méthode de BISHOP - rôle des géosynthétiques dans la stabilisation du talus du PK (240+847) de l'autoroute A1 (N-E Algérie) mathematical approach on the BISHOP method, role of geosynthetics in slope stabilization, of PK (240 + 847)/A1 highway. *ALGÉRIE ÉQUIPEMENT*. 2019. N°60. P. 06-12.

Статті у фахових виданнях:

5. Dahoua L., Savenko V., Hadji R. Mathematical approach to estimation of the stabilizing effect of geosynthetic floats for the stability of hands. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2020. Вип. 107. С. 23-33.

6. Дахуа Л. Проектування укосів насипів автомобільних доріг армованих геосинтетичними матеріалами з використанням удосконаленого методу Бішопа. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2019. Вип. 106. С. 24-30.

7. Савенко В.Я., Дахуа Л. Определение наиболее эффективного метода расчета устойчивости откосов. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2017. Вип. 101. С. 116-127.

8. Савенко В.Я., Хаджі Р., Дахуа Л. Исследование устойчивости откосов на методами предельного равновесия и конечных элементов. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2017. Вип. 100. С. 284-295.

9. Савенко В.Я., Хаджи Р., Дахуа Л. Обоснование методов определения ґрунтово-геологических характеристик откосов сооружений. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 2016. Вип. 97. С. 196-206.

Опубліковані праці апробаційного характеру:

10. Dahoua L., Savenko V., Hadji R., Zahri F. Landslide Susceptibility Mapping Using Analytic Hierarchy Process Method in BBA-Bouira Region, Case Study of East-West Highway, NE Algeria. *Recent Advances in Environmental Science from the Euro-Mediterranean and Surrounding Regions*. Springer International Publishing AG 2018. P. 1837-1840. (Scopus) DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-319-70548-4_532

11. Дахуа Л., Ласкорунскій С.В. Геосинтетики в дорожньому будівництві. *LXXI наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : HTY, 2015. С. 141.

12. Дахуа Л. Натурные и лабораторные исследования физикомеханических характеристик ґрунтового массива на участке автомагистрали «Восток-Запад» Алжира для определения коэффициента устойчивости откоса.. *LXXII наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : HTУ, 2016. С. 123-124.

Сертифікати та атестати міжнародних конференцій

Certificate of Contribution 2) Springer SPRINGER NATURE The International Association of Water Resources in the Southern Mediterranean Basin, wishes to express its appreciation to Lamri Dahoua For her poster communication at the Second International Symposium: Water Resources and Environmental Impact Assessment in North Africa (WREIANA 2019), held in Sousse, Tunisia on 25-27 March 2019. Title: The influence of climate on landslide processes: case study of A1- Highway, NE Algeria Co-Author(s): Savenko Viatcheslav Yakovitch, Usychenko Olena Prof. Dr. Younes Hamed, WREIANA Chair Chair of the session Chairpers

Springer

pringer.com





UNIVERSITE LARBI TEBESSI

TEBESSA



Laboratoire de recherche : Environnement sédimentaire et ressources minérales et hydriques en Algérie orientale.

ATTESTATION DE PARTICIPATION

Je soussigné Dr. DEFAFLIA Nabil, Président du 4^{ème} Colloque International : Les Géosciences au Service du Développement Durable

Certifie que : Lamri Dahoua, a participé à cette manifestation scientifique, en présentant une communication orale intitulée : LANDSLIDE SUSCEPTIBILITY ASSESSMENT IN BBA-BOUIRA REGION USING A MULTI-CRITERIA DECISION APPROACH, CASE STUDY OF A1-HIGHWAY, NE ALGERIA.

Co-auteurs: Savenko Viatcheslav Yakovitch, ElinaOssitchenko.



E l e République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique 1 Université Ferhat Abbas Sétif 1 Institut d'Architecture et des Sciences de la Terre 1 Département des Sciences de la Terre l 1 2^{ème} Colloque International sur la Géologie de la Chaîne des Maghrébides et des régions voisines ttestation de articipation 1 Π Le président du 2^{ème} colloque international sur la Géologie de la Chaîne des Maghrébides et des Régions Voisines (CIGCM 2018) atteste que : ī Lamri Dahoua a présenté un poster intitulé Geological, mineralogical and geotechnical characterisation of the roads basement n. materials; the case of the A1 highway (Pk 240+847) 1 Le Président de Session Le President du Colloque Pr : Moulley Charaf CHABOU 1 210 2 I C 1.0 Université Larbi Ben M'hidi de Oum El Bouaghi Faculté des Sciences de la Terre et d'Architecture Département de Géologie Laboratoire Resso rces Naturelles et Aménagement des Milieux Sensibles Première journée nationale Géologie et Ouvrages d'art Oum El Bouaghi, 12 décembre 2017 ESTATION **DE PARTICIPATION** Le président du comité d'organisation de la première journée nationale Géologie et Ouvrages d'art, atteste que Monsieur DAHOUA LAMRI a présenté une communication affichée intitulée LE ROLE DES GEOSYNTHETIQUES DANS LA STABILISATION DES OUVRAGES D'ART Co-auteurs: VIATCHESLAV YAKOVITCH S & HADII R Président de la journée Directeur du laboratoire Chef de département de géologie Y. BOUROUBI HYDROGEOLOGUE 110 بارى VA

