

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-
ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ
КАЗАХСТАН**

ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫ

ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

**ҚР НТҚ 07-01.6-2012
НТП РК 07-01.6-2012**

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті**

**Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и
управления земельными ресурсами Министерства национальной
экономики Республики Казахстан**

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- 1 ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, ҚР БҒМ «ҚарМТУ» РМҚК
- 2 ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 БЕКІТІЛІП,
ҚОЛДАНЫСҚА
ЕНГІЗІЛДІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», РГКП «КарГТУ» МОН РК
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 УТВЕРЖДЕН И
ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от 29 декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

МАЗМҰНЫ

| | |
|---|-----------|
| КІРІСПЕ..... | V |
| 1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ..... | 1 |
| 2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР..... | 2 |
| 3 ТЕРМИНДЕР, АНЫҚТАМАЛАР МЕН ШАРТТЫ БЕЛГІЛЕР..... | 2 |
| 4 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР..... | 5 |
| 5 ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫМДАРДЫ ЖОБАЛАУ | 7 |
| 5.1 Жалпы тұрақтылық бойынша геотехникалық имараттарды жобалаудағы жүктемелер мен әсерлер..... | 7 |
| 5.2 Есептік сұлба және есептеу әдісі | 9 |
| 5.3 Жобалау негіздері | 11 |
| 6 ТІРЕК ИМАРАТТАРЫ ҮШІН МҮМКІН БҰЗЫЛУ СЫЗЫҒЫНЫҢ(СЫРҒАНАУ БЕТІ) ОРНАЛАСУЫН АНЫҚТАУ | 13 |
| 6.1 Ішкі тұрақтылыққа есептегендегі тірек имараттар үшін мүмкін бұзылу сызығының(сырғанау беті) орналасуын анықтау | 13 |
| 6.2 Тірек имараттардың мүмкін бұзылу сызығының (сырғанау беті) орналасуына ішкі тұрақтылығын есептегендегі жүктемелер әсерлері | 16 |
| 6.2.1 Біртекті тұтас жүктеме әсер еткенде | 16 |
| 6.2.2 Жолақты жүктеме әсер еткенде..... | 17 |
| 6.2.3 Жинақталған жүктеме әсер еткенде | 17 |
| 6.2.4 Төгілме бетіне жанама жүктеме әсер еткенде..... | 18 |
| 6.3 Тірек имараттарды сыртқы тұрақтылыққа есептегенде мүмкін бұзылу сызығының (сырғанау беті) орналасуын анықтау | 18 |
| 7 ҮЙІНДІ ЕҢІСІНІҢ СЫРҒАНАУ КРИТИКАЛЫҚ БЕТІНІҢ ОРТАСЫН АНЫҚТАУ..... | 18 |
| 8 ТІРЕК ИМАРАТТАРДЫҢ ҚҰРАЛЫМДАРЫНЫҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫН ЕСЕПТЕУ | 20 |
| 8.1 Тірек имаратына топырақтың активті және пассивті қысымын есептеу | 21 |
| 8.2 Тірек имараттың қабырғасына топырақтың актив және пассив қысымдарын аналитикалық әдіс арқылы анықтау | 22 |
| 8.3 Тірек имаратының қабырғасына топырақтың активті және пассивті қысымдарын анықтаудағы графоаналитикалық әдіс..... | 24 |
| 8.4 Жүктеме әсері кезіндегі тірек имаратының қабырғасына түсетін топырақ қысымын аналитикалық әдіспен анықтау | 26 |
| 8.5 Тұтас бірқалыпты жүктеме әсері кезіндегі тірек имаратының қабырғасына түсетін топырақ қысымының анықталуы | 26 |
| 8.6 Тірек имараттың қабырғасына жолақты жүктеменің әсері кезіндегі топырақ қысымын анықтау | 28 |
| 8.7 Тірек имараттың қабырғасына шоғырланған жүктеменің әрекетіндегі топырақ қысымын анықтау | 29 |
| 8.8 Тірек имараты қабырғасына үйінді беті жүктемесіне жанама, біртекті топырақ қысымын анықтау | 30 |

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

| | |
|---|-----------|
| 8.9 Аударылуға қарсы тірек имараттың қабырғасының ішкі тұрақтылығын есептеу.. | 32 |
| 8.10 Жылжуға қарсы тірек қабырғаның тұрақтылығын есептеу | 32 |
| 8.11 Аударылуға қарсы тірек имаратының қабырғасын сыртқы тұрақтылыққа есептеу..... | 33 |
| 9 ТІРЕК ИМАРАТТАРЫНЫҢ ЕРЕКШЕ ШАРТТАРЫ МЕН ЖАҒДАЙЛАРЫ..... | 35 |
| 9.1 Тірек имаратының еңіс келбетінің ерекше жағдайлары | 35 |
| 9.2 Тірек имаратының қабырғасының құралымының келбетінің ерекше жағдайлары.. | 36 |
| 9.3 Топырақтың әр түрлі қабаттылығының әсері..... | 37 |
| 9.4 Жерасты су қысымының әсері..... | 38 |
| 10 ЕҢІСТЕРДІҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫН ЕСЕПТЕУ | 42 |
| 10.1 Шеңбер цилиндрлік сырғанау беттерінің аналитикалық әдісі..... | 42 |
| 10.2 Графикалық әдіс. Аудандар тәсілі..... | 46 |
| 10.3 Параллель сырғанау беттерінің аналитикалық әдісі..... | 48 |
| 11 АНКЕРЛЕР ҚОЛДАНЫЛҒАН ТІРЕК ИМАРАТЫН ЕСЕПТЕУ | 49 |
| 12 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАС ҚОЛДАНЫЛҒАН ТІРЕК ИМАРАТЫН ЕСЕПТЕУ | 50 |
| 13 АРМИРЛЕУ ЭЛЕМЕНТТЕРІН ҚОЛДАНУ АРҚЫЛЫ ҮЙІНДІЛЕРДІҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫН ЕСЕПТЕУ | 52 |
| 14 ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫМДАРДЫҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫНА БАРЛАУ | 54 |
| А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Еңістердің жалпы тұрақтылығының бұзылу пішіндері | 55 |
| Б ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Жалпы тұрақтылықты есептеу мысалдары | 57 |
| В ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Топырақтың орташа нормативтік және есептік физика-механикалық сипаттамалары | 73 |

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құралында қазаншұңқырлар, үйінділер, қолдан жасалған еңістер мен тұтқыр құралымдарды ұстап тұратын іргетастар манайындағы табиғы және жасанды негіздердің орын ауыстыруын мен тұрақтылығын есептеу және жобалау мәселелері қарастырылған. Тұрақтылықты сақтау шарттарын қанағаттандыратын шекті жағдайлар бойынша және жақын орналасқан имараттар мен ғимараттардың орын ауыстыруын, шекті деформация бойынша геотехникалық имараттарды жобалау әдістері ұсынылған. Соңғысы тығыз қала жағдайындағы құрылыста ерекше өзекті.

Бүгінгі күнгі Қазақстанның құрылысында заманауи геотехнологиялар трансферты, сонымен бірге заманауи жабдықтарды қолданатын шетелдік құрылыс компанияларын еліктірілуі байқалып тұр. Заманауи геотехнологияларды қолдану арқылы іргетастар мен негіздерді жобалау тәжірибесі мен нормативтік базалардың болмауы салынып жатқан геотехникалық имараттардың тұрақтылығына заманауи геотехнологиялардың әсер ету факторларын анықтауға және тұрақтылығының сапалы сараптауын жүзеге асыруға мүмкіндік бермейді.

Оқу құралында геотехникалық имараттардың жалпы тұрақтылығына әсер ететін факторлар, сонымен бірге құрылыс объектілерін салудағы қолданылатын қазіргі заманғы технологиялардың әсер ететін басқа факторларын есепке алумен геотехникалық имараттарды жобалаудағы есептік жағдайлары көрсетілген.

Терең қазаншұңқырларды қолдану арқылы биік имараттарды салудағы қолданыстың ықпалды дамуы, мұндағы үйінділер мен қазаншұңқырлар еңістерінің тұрақтылығын сақтау НТҚ-ны жасаудың өзектілігі осымен байланысты болып тұр. Осы оқу құралында мүмкіндігінше тұрақты еңістерді әр түрлі әдістермен жобалау, гидрогеологиялық және жобалаудың есептік жағдайларына байланысты үйінділер мен еңістердің тұрақтылығын есептеу әдістеріне ұсыныстар, сонымен қатар салу барысында геотехникалық имараттардың тұрақтылығын барлауға ұсыныстар берілген.

Осы НТҚ халықаралық және отандық нормативтік құжаттар негізінде жасалған, яғни құрылыс жұмыстарын халықаралық деңгейде орындаудағы техникалық шарттар мен ережелерді келістіру мен гармонизациялау талаптарына жауап береді.

Осы НТҚ Еурокод ережелері мен нормаларына қарама-қайшы келмиді, геотехникалық имараттар және құралымдардың жалпы тұрақтылығын есептеудегі қосымша құжат болып саналады.

Осы нормативтік-техникалық оқулық Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде қолданысқа ерікті негізде енгізіліп отыр.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫ

ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

Жалпы тұрақтылық талдауына кіретін геотехникалық имараттарға:

- 1) үйінділер, қазаншұңқырлар, еңістер
- 2) тірек имараттар жатады.

Тірек имараттар топырақ массивінің құлап кетуінен ұстап тұруға арналған. Тірек имараттарға:

- 1) тірек қабырғалар;
- 2) көлбеуленген негіздегі, табиғи бөктер мен үйінділердегі іргетастар;
- 3) қуыстар, қазаншұңқырлар немесе тереңдетілген имараттар манайындағы іргетастар жатады.

Осы НТҚ тірек қабырғалармен шартты түрде берілген тірек имараттар есептеулері берілген.

Тірек имараттардың тірек қабырғалардан құралымдық ерекшеліктеріне байланысты олардың жалпы тұрақтылығын талдауға алғышарттар НТҚ берілген.

Қуыстар, қазаншұңқырлар немесе тереңдетілген имараттар манайындағы іргетастар жалпы тұрақтылығын есептеу маңайында статикалық жүктеме орналасқан үйінді, қазаншұңқыр, еңіс немесе тірек қабырғаның жалпы тұрақтылығын есептеумен ұсынылған.

Шектік элементтер әдісіне негізделген бағдарламалық кешендерді БК (Plaxis, SCAD, Lira ж.т.б.) геотехникалық имараттарды жалпы тұрақтылыққа есептегенде қолдануға болады. Қарастырылып отырған НТҚ шектік элементтер әдісімен ШЭӘ есептеулер көзделмеген. ШЭӘ есептеулер ерекшеліктері көптеген факторларға байланысты (құрылыс аланының гидрогеологиялық жағдайлары, есептік сұлбасы, ШЭӘ моделі ж.т.б.). Көбінесе, БК-ны дайындаушы мекемелермен берілген нұсқауларға сәйкес ЖК (жеке компьютерде) есептеулер жасалады.

Ескертпе - Жылжығыштық деформациясы немесе тұрақтылығын бағалау есептері көбінесе негіздері көлбеу бетте орналасқан байланысқан топырақтарға жатады. Бірақ та тұрақсыздық сонымен қатар эрозия әсерінен жылжуға қарсы бұрышына жақын көлбеу болатын байланыспаған топырақтарда немесе сызықталған тау жыныстарында болады. Негіздің бетіне жақын циклдік тондану мен жібу немесе жоғары кеуектер қысымдары жағдайында бірқатар жылжуларды жиі көре аламыз.

Ресми басылымы

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық оқулықты қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар қажет:

ҚН РК EN 1990:2002 A1:2005/2011 «Күш түсетін конструкцияларды жобалау негіздері» Ұлттық қосымшасымен;

ҚН РК EN 1991-1-1:2002/2011 «Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-1-бөлімі. өзіндік салмағы, ғимаратқа түсетін тұрақты және уақытша жүктемелер» Ұлттық қосымшасымен;

ҚН РК EN 1997-1:2004/2011 «Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер» Ұлттық қосымшасымен;

ҚН РК EN 1997-2:2007/2011 «Геотехникалық жобалау. 2-бөлім. Топырақты зерттеу және сынау» Ұлттық қосымшасымен;

ҚН РК EN 1998-1:2004/2012 «Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау» Ұлттық қосымшасымен.

Ескертпе - Осы мемлекеттік нормативті қолдану кезінде жыл сайын құралатын сілтемелік ақпараттық құжаттар «Қазақстан Республикасының территориясында архитектура, қала құрылысында және құрылыс саласындағы қолданылатын нормативтік-техникалық және құқықтық актілер нормативтер тізімі», «Қазақстан Республикасының стандартизациясы бойынша нормативтік құжаттар нұсқағышы «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар нұсқағышы»» арқылы әрекеттерін тексеріп алу маңызды. Егер сілтемелік құжат ауыстырылса (өзгертілсе) онда осы нормативті қолданар кезінде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу керек. Егер сілтеме құжат ауыстырылмай күшін жойса, онда құжаттың оған сілтеме берілген орнында құжат осы сілтемені тимейтін бөлімдерінде қолданылуы керек.

3 ТЕРМИНДЕР, АНЫҚТАМАЛАР МЕН ШАРТТЫ БЕЛГІЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралда тиісті анықтамалары бар келесі терминдер қолданылады:

3.1 Топырақтың активті қысымы: Тірек ғимаратының төгілме жағына жылжығанда жанданатын топырақ қысымының минималды мәні.

3.2 Ішкі тұрақтылық: Негіздің беті немесе еңіс не үйінді шегінде тірек ғимаратының тұрақтылығын тексеру.

3.3 Сыртқы тұрақтылық: Тірек ғимараты немесе үйінді шегінің ар жағында тұрақтылығын тексеру.

3.4 Әсер: Құралымдар элементтерінде кернеулер не олардың жылжуын тудыратын тікелей құралымға түскен күштер, олар *«тікелей немесе тура әсерлер»* немесе *«жүктеме»* деген атаулармен анықталады.

3.5 Гравитациялық су: Салмақ күштері әсерінен топырақтағы су.

3.6 Бұзылу сызығы (сырғанау жазықтығы): Тірек ғимараты немесе үйінді енісінің жалпы тұрақтылығын жоғалту немесе бұзылу мүмкіндігі сызығы.

3.7 Капиллярлы су: Топырақта ауырлық күш әсерінен және ойысқан менискінің

капиллярлы тарту күштерінен тұратын су.

3.8 Сенімділік еселеуіші (Тұрақтылық қорының еселеуіші): Тірек имаратының немесе үйінді енісінің жалпы тұрақтылығын жоғалту мүмкіндігін ескеретін тұрақтылығын деңгейін бағалаушы еселеуіш.

3.9 Массивті тірек имарат: Тұрақтылығы өз салмағымен қамтылатын, ал материалы көбінесе қысу кернеулері астында болатын тірек имараттар.

3.10 Есептік модель: Құралым не оның элементін талдау мақсатында қолданылатын құралымдық жүйені идеализациялау.

3.11 Топырақтың пассивті қысымы: Төгілме жағына тірек имаратының жылжуы кезіндегі іске асатын топырақ қысымының максималды мәні.

3.12 Тірек имарат: Топырақ массивінің құлауынан ұстап тұруға арналған имарат.

3.13 Шекті күй (шектеу кернеулер жағдайы): Қойылған талаптарды қанағаттандырмайтын құралымдық жүйе не оның элементінің күйі.

3.14 Жіңішке элементтік тірек имарат: Тірек имаратының тұрақтылығы іргетас тақтасының үстіндегі топырақ салмағы негізінде және аз шамасында құралымның өз салмағымен сақталады.

3.15 Қысым эпюрасы: Тірек имаратқа қысым шамасының таралуын көрсететін графикалық кейіптеу.

Осы нормативтік-техникалық оқулықта келесі шартты белгілер қолданылады:

Латын әліппесінің бас әріптері

$F(S_i)$ – ауданның жалпы белгіленуі;

F_s – сенімділік еселеуіші (тұрақтылық қоры);

F_p – анкерді(армирлеу элементі) жұлуға сынаудағы сенімділік еселеуіші;

$\sum F_v$ – барлық вертикалды күштер сомасы, кН;

$\sum F_h$ – барлық горизонталды күштер сомасы, кН;

$\sum M$ – кез-келген нүктенің манайында барлық күштер моментінің сомасы, кНм;

G – барлық салмақтық жүктемелердің тең әрекеттенгіші, кН;

G_i – шығыр салмағы, кН;

L_a – анкердің(армиру элементі) керекті ұзындығы, м;

M_d – іргетас табанының салмақ түсетін ортасына қатысты аударушы күштердің есептік моменті, кНм;

M_r – іргетас табанының салмақ түсетін ортасына қатысты ұстап тұру күштердің есептік моменті, кНм;

$\sum M$ – кез-келген нүктенің манайындағы барлық күштер моментінің сомасы, кНм;

N_i – топырақ салмағының нормальді құраушысы (N_d – активті зона, N_r – пассивті зона);

N – шығыр салмағын құрайтын нормаль G_i , кН;

Q_d – есептік жылжыту күші, кН;

Q_r – есептік ұстап тұрушы күш, кН;

$R(r)$ – дөңгелекцилиндрлік беттің (сырғанау қисығы) радиусы, м;

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

R_p – топырақ жағдайларына, қаданың көлденең қимасы мен ұзындығына, материалына байланысты горизонталды жүктемелерге қаданың есептік кедергісі, кН;

T – жылжап түсуші призманың бетіне түскен жанама жүктеменің тепе-теңдеуіші, кН;

T_i – топырақ салмағының тангенциальды құраушысы (T_d - активті зонада, T_r – пассивті зонада), кН;

X_1, X_2 – шығырлар арасында пайда болатын көлденең күштер, кН.

Латын әліппесінің кіші әріптері

b, d – имараттың (құралым, элемент) енінің (ұзындығының) жалпы белгіленуі, м;

c – топырақтың меншікті ілінісі, кН/м²;

c' – топырақ ілінісінің жанама мәндері, кН/м²;

e – кеуектілік еселеуіші;

e_a – активті қысымның интенсивтілігі, кН/м;

$e_{af}(e_{aw})$ – активті қысымның ордината эпюралары, кН/м;

h_f – сүзгіштік жолының ұзындығы, м;

h_p – жүктеме түсетін тірек имараттың қабырғасының бөлігінің ұзындығы, м;

h_q – біртекті таралған жүктемелер салмағына тең топырақ қабатының биіктігі, м;

h_w – жерасты суларының деңгейінен тереңдігі, м;

Δh – сүзгіштік жолы ұзындығында h_f су күшінің жоғалуы, м;

l – тірек имаратының артқы шегінің үстінен шоғырланған жүктеме түскен нүктеге дейінгі ара қашықтық, м;

l – сырғанау бетінің (жазықтық) ұзындығы, м;

n – имараттардың (құралымдар, элементтер) жалпы санын көрсеткіш бірлігі;

p_a – пассив қысымның интенсивтілігі, кН/м;

s – дөңгелек цилиндрлік беттің (жазықтық) доғаның ұзындығы, м;

x_0 – айналу ортасына қарасты барлық күштердің тепе-теңдік әрекетінің иіні, м;

$z(z_i)$ – қарастырылып отырған нүктенің орналасу тереңдігі (ордината), м.

Грек әліппесінің әріптері

α – топырақтың сырғанау бетінің орналасуын анықтайтын орта бұраш немесе горизонтқа сәйкес шығырдың сырғанау бетінің көлбеу бұрышы, град;

γ_b – судың өлшегіш әсерін ескере отырып алынған меншікті салмақ, кН/м³;

γ_{fs} – төгілме топырағының меншікті салмағы, кН/м³;

γ_s – топырақ түйіршіктерінің материалының меншікті салмағы, кН/м³;

γ_{sat} – суға қаныққан жағдайдағы топырақтың меншікті салмағы, кН/м³;

γ_w – судың меншікті салмағы, кН/м³;

δ – шеңберге нормальдан күштің ауытқу бұрышы, град;

ε – вертикальға қатысты қабырғаның көлбеу бұрышы, град;

θ – горизонтқа қатысты сырғанау жазықтығының көлбеу бұрышы, град;

ξ_a – топырақтың активті бүйір қысымының еселеуіші;

ξ_p – топырақтың пассивті бүйір қысымының еселеуіші;
 τ – анкер материалы мен төгілме топырағы арасындағы жылжу қарсылығы, кНм;
 φ – топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы, град;
 φ' – топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының жанама мәндері, град;
 ψ – бұзылатын көшкін призмасының бұрышы, град;
 ω_1 – нормаль күштерінің шамасын көрсететін көпбұрыш ауданы, м²;
 ω_2, ω_3 – сәйкесінше жылжытқыш және ұстап тұрғыш тангенциальды күштердің шамаларын көрсететін көпбұрыштар ауданы, м².

4 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

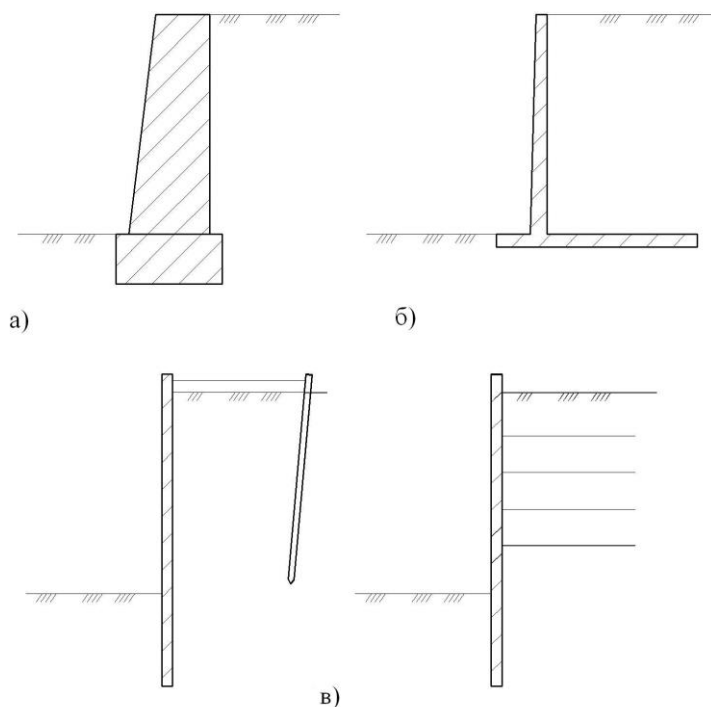
4.1 Осы нормативтік-техникалық оқулықта геотехникалық имараттардың жалпы тұрақтылығын есептеудегі алғышарттар мен жобалау сұрақтары қарастырылған (табиғи және жасанды негіздер, таяз және терең салынатын іргетастар, ұстап тұру құралымдары, табиғи немес жасанды еңістер, үйінділер мен қазаншұңқырлар).

4.2 Осы НТҚ-да сазды, құмды, қиыршық тасты және малтатасты шөгінді емес топырақтан құралған табиғи негіздер қарастырылған. Сонымен бірге негіздер шөгінді немесе мәңгі тоңданған топырақтардан құралмаған болып саналады.

4.3 Үйінді енісінің көлбеулік бұрышы бойынша олар доғал (45⁰тен жоғары) және сүйір (45⁰тен төмен) болады.

4.4 Құралымдары бойынша тірек имараттар келесі түрлерге бөлінеді:

- 1) Массивті
- 2) Жінішке элементті
- 3) Армирлеу элементтерін қолдану арқылы



1-сурет – Тірек имараттар

4.5 Тірек имараттардың массивті құралымдарының тұрақтылығы оның өз салмағымен орнықтылады, ал құралым материалы көбінесе сығу кернеулері әсерінде болады.

4.6 Тірек имараттардың жіңішке элементтік құралымдары қолданылған кезінде олардың тұрақтылығы көбінесе іргетас тақтасының үстіндегі топырақ салмағымен, аз шамасында құралымның өз салмағымен қамтамасыз етіледі.

4.7 Тірек имараттарының құралымдарында армирлеу элементтерін қолданған жағдайларында тұрақтылық көбінесе армирлеу элементтерін қысу арқылы, сирек жағдайларда құралымның өз салмағымен қамтамасыз етіледі.

4.8 Тірек имараттар материалдары бойынша темірбетон, шойтасбетон, шойтасты, кірпішті, металдан жасалған және ағашты болуы мүмкін.

4.9 Келесі факторларды еске алу арқылы тірек имараттардың материалдары таңдалынып алынады:

- 1) имарат биіктігі;
- 2) төзімділік талаптары;
- 3) суөткізбеушілік талаптары;
- 4) химиялық агрессияға төзімділігі;
- 5) сейсмотұрақтылық;
- 6) негіздік сапалығы;
- 7) жергілікті құрылыс материалдарының қолда болуы;
- 8) жұмыс өндірісінің жағдайлары;
- 9) механикаландыру құралдары;
- 10) басқа имараттармен жанасу жағдайлары.

4.10 Құрастыру тәсілі бойынша тірек құралымдар құймалы және құрастырмалы болады.

4.11 Әрбір нақты жағдайда сол ауданның инженерлік-геологиялық жағдайларына байланысты, сонымен қатар сол ауданның жұмыс жасауының нақты ерекшеліктеріне байланысты жалпы тұрақтылық сараптамасы жасалуы тиіс.

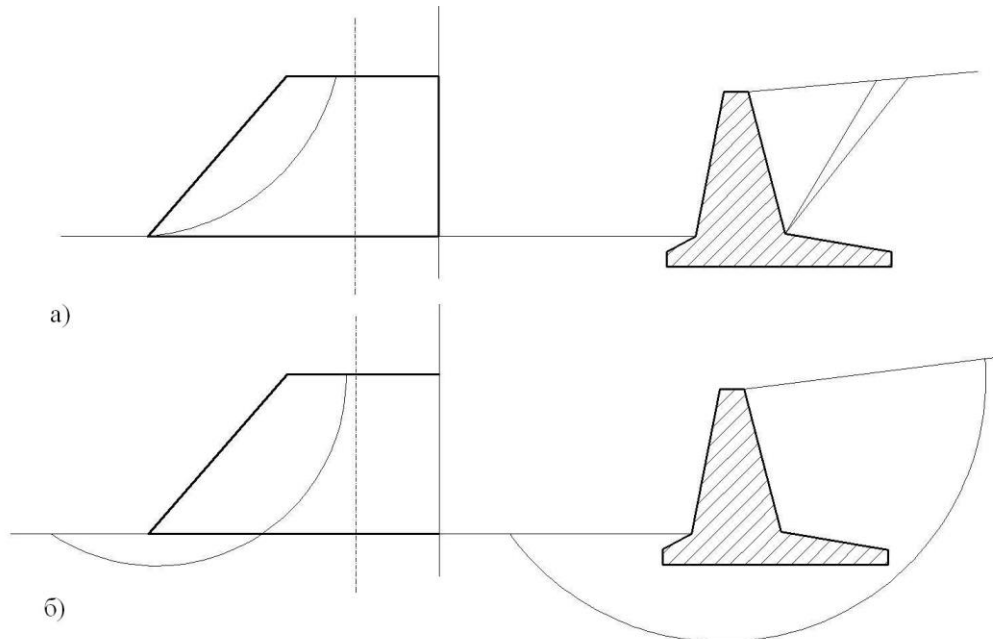
4.12 Геотехникалық имараттардың жалпы тұрақтылығын критикалық шектік күйі бойынша есептегенде топырақтың беріктік сипаттамаларының ең төмен мәндері қолданылса, ал апаттық күйі бойынша есептегенде сол бір топырақ үлгісін көптеген сынаулар кезінде алынған топырақтың беріктік сипаттамаларының қалып қойған мәндері қолданылады.

4.13 Геотехникалық имараттардың тұрақтылығының жалпы талдауы келесі түрлерге бөлінеді:

- 1) Ішкі тұрақтылық – тірек имараттың тұрақтылығын негіздің бет жағы бойынша немесе үйінді не еңіс бойынша тексеру (1.а-сурет);
- 2) Сыртқы тұрақтылық – тірек имараттың немесе үйіндінің тұрақтылығын оның шектерінен аса тексеру (1.б-сурет).

Ескертпе - Сонымен қатар ішкі не сыртқы тұрақтылықты оның жылжуына немесе аударылуына қарсы тексеріледі.

4.14 Еңіс не тірек имаратының тұрақтылығының сандық сапалығы еңіс үйіндісі не тірек имаратының жалпы тұрақтылығының жоғалтуын ескере отырып сенімділік (тұрақтылық) еселеуішімен беріледі. Сенімділік еселеуіші құралым түрі және жергілікті жағдайларға тәуелді болады.



2-сурет – Тірек имараттар мен үйінділердің ішкі және сыртқы тұрақтылығы

4.15 Артқа қарай жүрісте, жалпы тұрақтылықтың есептеуін геотехникалық имараттардың, материалдардың және армирлеу элементтерінің алдын-ала алынған геометриялық параметрлерін тексеру үшін жасалады.

4.16 Теориялық негіздерге негізделген есептерден басқа жалпы тұрақтылықтың сараптамасын келесі пунктердің бірі немесе бірнешеуін қарастыру арқылы тексеруге болады:

- 1) тәжірибелік модельдер және жүктемемен сынау;
- 2) бақылау әдістері (барлау).

Ескертпе - Осы НТҚ тәжірибелік және бақылау әдістері қарастырылмаған, бірақ оларды өткізуге алғышарттар берілген.

5 ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫМДАРДЫ ЖОБАЛАУ

5.1 Жалпы тұрақтылық бойынша геотехникалық имараттарды жобалаудағы жүктемелер мен әсерлер

5.1.1 Геотехникалық имараттарға түсетін жүктемелер былай бөлінеді:

- 1) тұрақты жүктемелер (геоқұралымдар мен имараттардан түсетін өз салмағы);
- 2) уақытша жүктемелер (құрылғылардан, уақытша құралымдардан ж.т.б.).

5.1.2 Негізгі ережелер, жіктеулер, анықтау және есепке алу ережелері, сонымен қатар олардың мүмкін үйлестірулері ҚН РК EN 1990:2002 A1:2005/2011 және ҚН РК EN

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

1991-1-1:2002/2011 нормативтерінде берілген.

5.1.3 Жүктемелер мен әсерлерді анықтау барысында имараттар мен негіздер арасында барлық әрекеттесулерін еске сақтау керек, бұған ҚН РК EN 1997-1:2004/2011 және ҚР ҚР EN 1997-2:2007 нормативтік құжаттарына сәйкес:

- 1) топырақ пен су салмағы;
- 2) негіздегі кернеулер;
- 3) жерасты сулары мен топырақтың қысымдары;
- 4) толқындар қысымдарын қоса алғанда еркін судың қысымы;
- 5) жерасты суларының қысымы;
- 6) сүзгіштік күштер;
- 7) имараттардан түсетін тұрақты және уақытша жүктемелер;
- 8) салмақтамалар;
- 9) арқан байлама күштер;
- 10) жүктемені алып тастау немесе топырақ қазбасы;
- 11) транспорттық жүктемелер;
- 12) тау жұмыстарына байланысты орын ауыстырулар;
- 13) өсімдік қабатының, ауа райының немесе ылғалдылықтың өзгерістеріне байланысты пайда болатын ісінулер мен отырулар;
- 14) шөгіп жатқан топырақ массивтерінің жылжулары мен жорғалағыштығына байланысты пайда болатын орын ауыстырулар;
- 15) қасиеттерінің нашарлауына, дисперсия, ыдырау, өзің-өзі нығыздау немесе еруіне байланысты орын ауыстырулар;
- 16) жер сілкіністеріне, жарылыстарға, дірілдеу және динамикалық жүктемелерге байланысты орын ауыстырулар мен үдеулер;
- 17) тоңданумен қатар, температуралық әсерлер;
- 18) мұздың жүктемелері;
- 19) топырақ анкерлері мен кергіштердің алдын-ала сыртқы кернеулерден кернелуі;
- 20) негативті үйкеліс жатады.

Ескертпе - Алдын-ала геотехникалық жобалау кезінде геотқұралымдарға және геоқұралымдардан жүктемелер мен әсерлердің шамалас мәндерін қабылдауға жол беріледі, бірақ сынаулар, тестілер, бақылаулық өлшеулер және басқа да міндетті шараларға тәуелді болып, болашақта өзгертулер болуы мүмкін.

5.1.4 Керек болған жағдайда:

- 1) құрылыс жұмыстарының;
- 2) нақты құрылыс аланында немесе оның жанында геотехникалық имараттардың әсерлерінің;
- 3) әртүрлі себептерге байланысты алдында болған немесе болып жатқан жылжудың (орын ауыстырудың);
- 4) дірілдің;
- 5) климаттық өзгерістер, сонымен қатар температуралар өзгерістері(тоңдану және жібу), құрғақшылық және қатты жауынның;
- 6) өсімдік қабатының болуы не болмауының;
- 7) жануарлар немесе адамдар іс-әрекеттерінің;

8) инженерлік-геологиялық жағдайлардың өзгерістерінің қосымша факторларының әсерлері есепке алынуы керек.

5.1.5 Негативті үйкеліс, көтерілу, созылу, көлденен жүктемелер мен жылжулардың пайда болуына себеп болатын сейсмикалық жүктемелер мен әсерлері жеке түрде есепке алынады, себебі геотехникалық құралымдардың жағдайына әсер етеді. Сейсмикалық әсерлерге геотехникалық құралымдарды жобалау кезінде ҚН РК EN 1998-1:2004/2012 – Топырақтың қалып қойған беріктік қасиеттерін есепке алумен сейсмोटұрақты құралымдарды жобалау атты құжатқа сүйену керек.

5.1.6 Жүктемелер үйлестірілуі ҚН РК EN 1990:2002 A1:2005/2011 және ҚН РК EN 1991-1-1:2002/2011 құжаттарына сәйкес қабылдау керек, мұнда (1) т. сәйкес әсер ету факторларын есепке алу керек.

5.1.7 Әсер ету ұзақтығын уақыт шамасындағы топырақ қасиеттерінің өзгеруін есепке алу арқылы қарастыру керек, жеке алғанда дренаждау, ұсақ түйіршікті топырақтар сығылғыштығы, консолидация, жорғамалы ісінулері ж.т.б. параметрлері.

5.1.8 Жүктемелер мен әсерлердің максималды және минималды мәндерін есепке алу арқылы айнымалы қарқынның әсері қарастырылуы міндетті.

5.1.9 Қайталанып тұратын әсерлер қайталанатын жылжулар, топырақ сұйылуы, негіздің беріктігі мен қаттылығының өзгеруіне байланысты жеке-жеке қарастырылуы қажет.

5.1.10 Негіз бен имараттың дірілдеуіне әкеліп соқтыратын динамикалық және дірілдегіш әсерлер жеке-жеке қарастырылуы керек.

5.1.11 Деформациялардың, сызаттардың пайда болуы, айнымалы су өткізгіштігі мен эрозия топырақ және бос судан әсерлері басым болған кезде ерекше есепке алынуы керек.

Ескертпе - Жағымсыз (немесе тұрақсыздандырғыш) және жағымды (тұрақтандырғыш) тұрақты әсерлерді кейбір жағдайларда бір қайнардан шықты деп санауға болады. Осы жағдайда әсерлердің сомасы немесе берілген әсерлер сомасы үшін жеке қор еселеуішін қолдануға болады. Инженерлік-геологиялық ізденістердің мәліметтері бойынша қайта көму топырақтарының көлемдік салмағының жобалық мәндері анықталады, онда жобаға сәйкестігі не сәйкес еместігі белгіленуі керек.

5.2 Есептік сұлба және есептеу әдістері

5.2.1 Жобаланып жатқан немесе салынған еңіс не тірек имараттың жалпы тұрақтылығына есептеу әдісін және есептеу сұлбасын таңдаған кезде еңістің жалпы тұрақтылығының әр түрлі бұзылу пішімдерін есепке алу қажет (А қосымшасы).

5.2.2 Қуыстар, қазаншұңқырлар немесе терең салынған имараттар манайында іргетастар және басқа геотехникалық құралымдар мен имараттар есептік сұлабаларда былай көрсетілу керек:

- 1) тұтас тепе-тең жүктеме;
- 2) тілме жүктеме;
- 3) шоғырланған жүктеме;
- 4) төгілме бетіне жанама.

5.2.3 Үйінді еңісінің немесе тірек имараттың жалпы орнықтылығын есептегенде есептеу жазық жағдай болғанда – имараттың 1 м ұзындығы бойынша, ал кеңістік есептік жағдай болғанда имараттың тұтас ұзындығына немесе шектелген бөлігіне жүргізіледі.

5.2.4 Үйінді еңісі немесе тірек имараттың жұмыс ерекшеліктеріне және инженерлік-геологиялық жағдайлары бойынша анықталатын үйінді еңісі немесе тірек имараттың мүмкін болатын тұрақтылығын жоғалту пішініне таңдалынып алынған есептік сұлба сәйкес болуы керек.

5.2.5 Тірек имарат үйіндісінің жалпы тұрақтылығының негізгі есептік сұлбалары 3-суретте берілген.

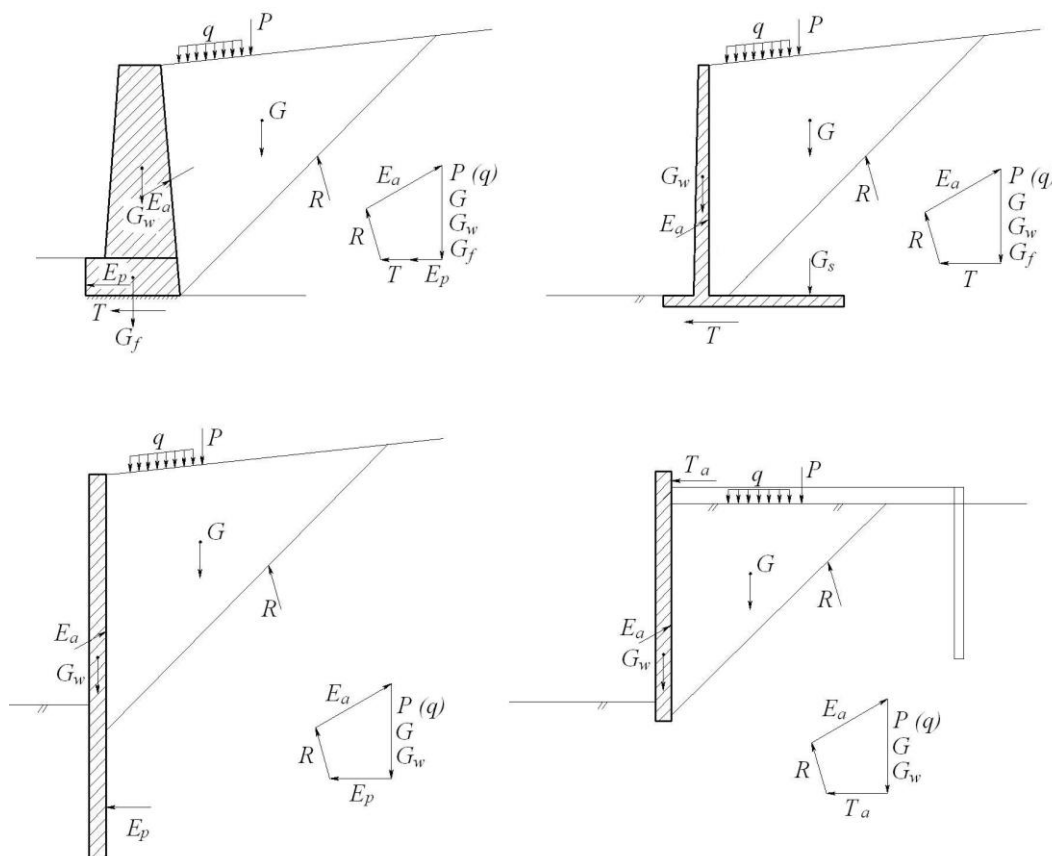
5.2.6 Үйінді немесе тірек имараттың еңісінің мүмкін болатын бұзылу пішінін алдынала анықтауға қиын болған жағдайларда екі немесе бірнеше мүмкін болатын сұлбаларға байланысты комплексті есептеулерді жүргізу керек.

5.2.7 Қарастырылып жатқан есептік жағдайда айрықша жағымсыз жағдайларды анықтау үшін гидрологиялық мәліметтерден және натурлық бақылаулардан жобалық бос сулар деңгейлерін алу керек. Дренаж, сүзгілер немесе нығыздаулардың бұзылу мүмкіндіктерін есте сақтау керек.

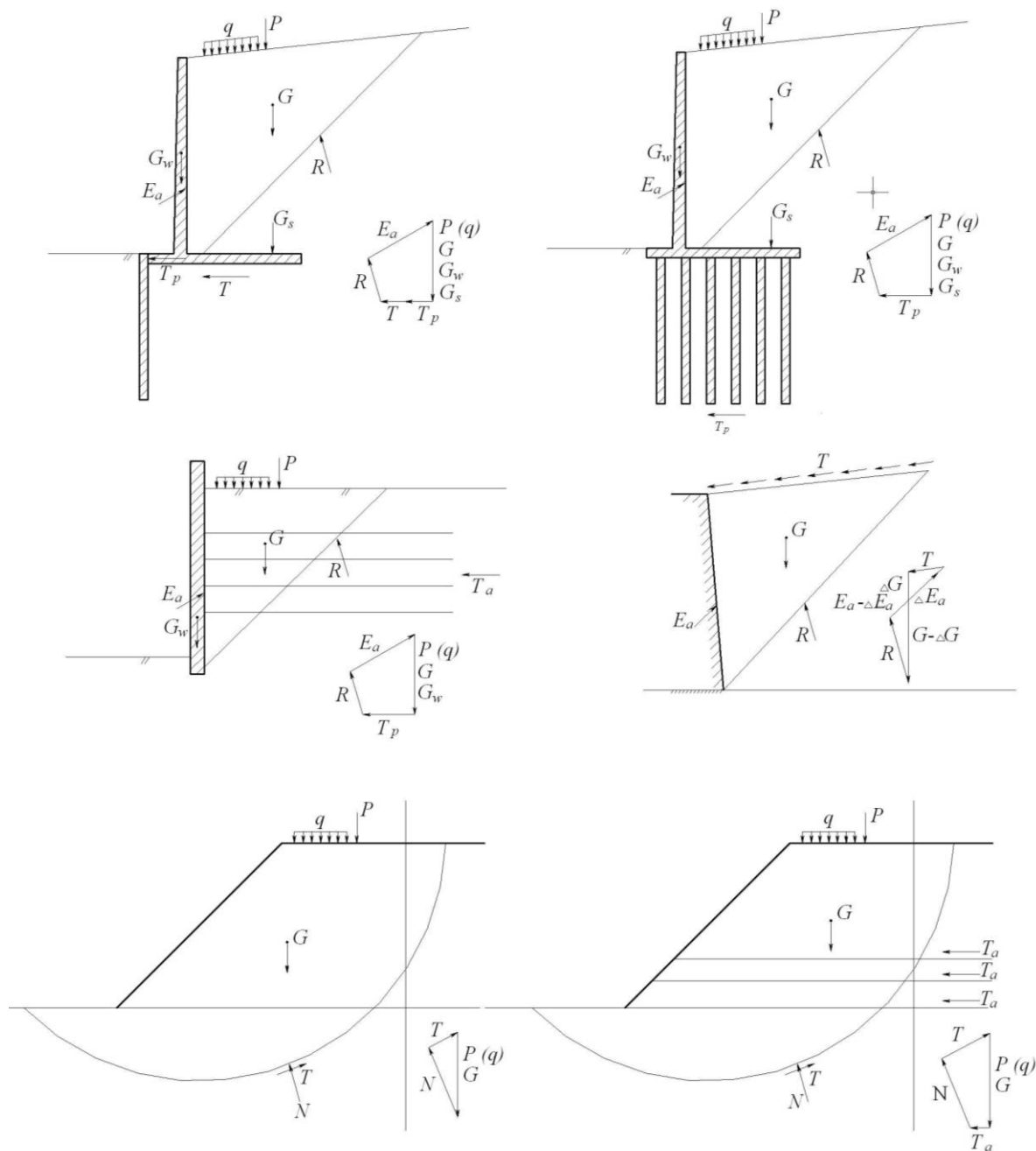
5.2.8 Бөгеттің қирау салдарынан су резервуарлары не каналдың құрғап қалу мүмкіндіктерін есте сақтау керек. Маңызды емес функционалды шектік жағдайларды анықтағанда сулар деңгейі мен кеуектегі су қысымдарын қолдануға болады.

5.2.9 Бос су деңгейінің тез төмендеуі және ең жоғарғы жер асты суларының қалыпты сүзгішітігі жағалық еңістерге айрықша жағымсыз гидравликалық жағдайлар болып саналады.

5.2.10 Кеуектік су қысымдарының жобалық таралымын есептеу барысында топырақтың біртектілігін мен суөткізгіштік анизотропиясын ескеру қажет.



3-сурет – Негізгі есептік сұлбалар



3-сурет – Негізгі есептік сұлбалар (жалғасы)

5.3 Жобалау негіздері

5.3.1 Тірек имарат немесе үйінді еңістерінің жалпы тұрақтылығына есептеулерді жүргізу үшін топырақ негіздері бойынша құжатталған не басқа түрдегі нақты анықталған мәліметтер керек, онда алынған имаратқа күтілетін геотехникалық қасиеттерге ие топырақ түрі келтірілуі керек, олар:

- 1) құрылыс ауданы бойынша жалпы инженерлік-геологиялық жағдайлары туралы мәліметтер;
- 2) еңістің берілген келбеті;

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

- 3) есептік көлденен бойынша геотехникалық қима;
- 4) еңіс пен оның негізін құраушы топырақтардың есептік физика-механикалық мәндері;
- 5) гидрогеологиялық мәліметтер;
- 6) уақытша және тұрақты есептік жүктемелер.

Ескертпе - Топырақтағы статикалық қасиеттер заңдылығы бойынша зертханалық жұмыстар мәліметтеріне сүйеніп топырақтың есептік жылжу қасиеттері анықталады. Айрықша жағымсыз жағдайларға байланысты сынақтама методикасы ең жоғары түрде еңістердің жұмыс істеуін модельдеу тиісті. Зертханалық жұмыстары бойынша алынған мәліметтер ең шындыққа жанасымды болып табылады.

5.3.2 Есептеудің дұрыстық, сенімділік деңгейі еңістің, үйінділердің мен негіздердің топырақтарының есептік сұлбалары мен топырақтың жылжу қасиеттері бойынша анықталынады.

Есептеу әдісін анықтағанда келесі факторларды ескеру қажет:

- 1) топырақтың қабаттылығы;
- 2) тұтастығының бұзылуының көлбеулігі мен пайда болуы;
- 4) су кеуектілік қысымының таралуы мен сүзілуі;
- 5) қысқа және ұзақ уақытты тұрақтылығы;
- 6) жылжу арқылы жорғалау деформациясы;
- 7) бұзылу түрі (шеңбер не шеңбер емес жазық; жыныстың құлауы; ағуы);
- 8) сандық әдістерді қолдану.

5.3.3 Бұзылу бетімен шектелген топырақ немесе жартас массиві қалыпты жағдайда бір уақытты қозғалып келе жатқан қатты дене немесе бірнеше қатты денелер ретінде қарастырылады. Бұзылу беттер немесе қатты денелер арасындағы шекаралар арасы жазық, домалақ немесе одан да күрделі пішіндер түрінде болуы мүмкін. Сонымен қоса жалпы тұрақтылықты шектік жағдайлары бойынша есептеулер немесе шекті элементтер әдісі арқылы тексеруге болады.

5.3.4 Егер негіз не үйінді материалдары біршама біртекті және изотропты болса, онда көбінесе бұзылу беттері дөңгелек деп алады.

5.3.5 Ал жылжуға кедергілері әр түрлі болатын бірнеше қабаттардан құралған топырақтар еңістерде жылжуға кедергілері төмен топырақтар қабатына ерекше мән беру керек. Бұған циркулярлы емес беттердің бұзуларын сараптау қажет болуы мүмкін.

5.3.6 Ал беріктіктері біршама өзгерген бірнеше қабаттардан құралған еңістерде жылжуға беріктігі төмен қабаттарға назар аудару қажет. Мұндай жағдайларда әлбетте дөңгелек емес бұзылу беттері бойынша есептеулер жүргізіледі.

5.3.7 Қазіргі кездегі бұзылып қалған еңістерді дөңгелек не дөңгелек емес беттер бұзылулары бойынша есептеу арқылы қайтадан салуға болады. Бірақ та жалпы тұрақтылықты есептеудегі қолданылатын жеке еселеуіштер мұндай есептеулерге жарамды болмауы мүмкін.

5.3.8 Жазық қисық түрінде бағдарлаушысы бар бұзылу бетін қабылдауға болмаса, онда үшөлшемді жазықтықтарды қолдануды қарастыру қажет.

5.3.9 Еңістерді есептеу топырақ массивтерін моменттер мен топырақ массивін жылжытушы тең әсерлі вертикал бойынша топырақ массивтерінің тұрақтылығын астарлау

болып табылады. Егер горизонталды бағытта күштер тепе-теңдігі тексерілмесе онда бұзылу денесінің бөлімшелері арасында күштер горизонталды бағытқа ие деп саналады.

5.3.10 Егер негіз бен құралымның бірге бұзылу мүмкіндігі болса, онда құралымдық элементтердің қиылысы арасында қаттылықтарының әркелкілігіне байланысты негіз бен имараттың арақатынасын қарастыру қажет. Мысал ретінде қада мен иілмелі қабырғаларды келтіруге болады.

Ескертпе - Табиғи түрде құралған еңістерді жобалау алдында тұрақтылықтың жалпы коэффициент қоры туралы түсіну үшін сипаттамалық мәндерді бірінші есептеу жасау үшін қолдану әлдеқайда дұрыс болады. Инженерлік-геологиялық ізденістердің тәжірибесін қолдануға болады.

5.3.11 Көлемдік салмақтың анықталмауы оның ең үлкен және ең кіші сипаттамалық мәндерін енгізу арқылы ескеру керек, себебі жағымды және жағымсыз гравитациялық жүктемелер арасында ең нашар сырғанау беттерін есептеуде айырмашылықтары болмайды.

5.3.12 Жобалық жүктемелер астында негіздегі деформациясы жылжу немесе шөгу арқылы алаңдағы немесе оның манындағы орналасқан имараттар мен инфрақұрылым жүйелеріне болмашы деформациялар келтірмейтініне жобада көрсету қажет.

5.3.13 Еңістер мен қуыстар, орналасқан мен салынып жатқан имараттар астындағы топырақтардың жылжығыштығы мен жалпы тұрақтылығын ескеру қажет.

5.3.14 Есептік сұлбаның шың жағдайындағы мәндерін дұрыс анықтау үшін тірек имараттардың немесе еңістердің жалпы тұрақтылығын есептегенде қор еселеуішін енгізу қажет. Еселеуіш өлшемі есептеу әдісі мен басқа жағдайларға байланысты өзгеріп отырады.

5.3.15 Жалпы тұрақтылық есептеулерін кеңістік жағдайларында жылжу бөлігінің ұзындығы $l < 5h$ болғанда жасау керек (мұнда h – имараттың асты мен үсті арасындағы биіктігі).

5.3.16 Кеңістіктік жағдайындағы есептеулерді жүргізген кезде ұстап тұрушы күштерге жылжитын негіздің топырақ көлемдеріндегі алдыңғы қималарында ілінісу мен үйкеліс күштерін қосу керек. Біркелкі әсер етеін үйкеліс күштер мәндерін берілген қима бойынша топырақтың активті қысымының горизонталды құрамдастары мен үйкеліс еселеуіштер арақатынасы деп, ал үйкеліс күштерін меншікті үйкеліс пен берілген қиманың аудандарының ара қатынасы ретінде есептеуге болады.

6 ТІРЕК ИМАРАТТАР ҮШІН МҮМКІН БҰЗЫЛУ СЫЗЫҒЫНЫҢ (СЫРҒАНАУ БЕТІ) ОРНАЛАСУЫН АНЫҚТАУ

6.1 Ішкі тұрақтылыққа есептегендегі тірек имараттар үшін мүмкін бұзылу сызығының (сырғанау беті) орналасуын анықтау

6.1.1 Негіздер біршама берікті топырақтардан құралғанда тірек имаратты ішкі жалпы тұрақтылыққа есептеу қызығушылық тудырады.

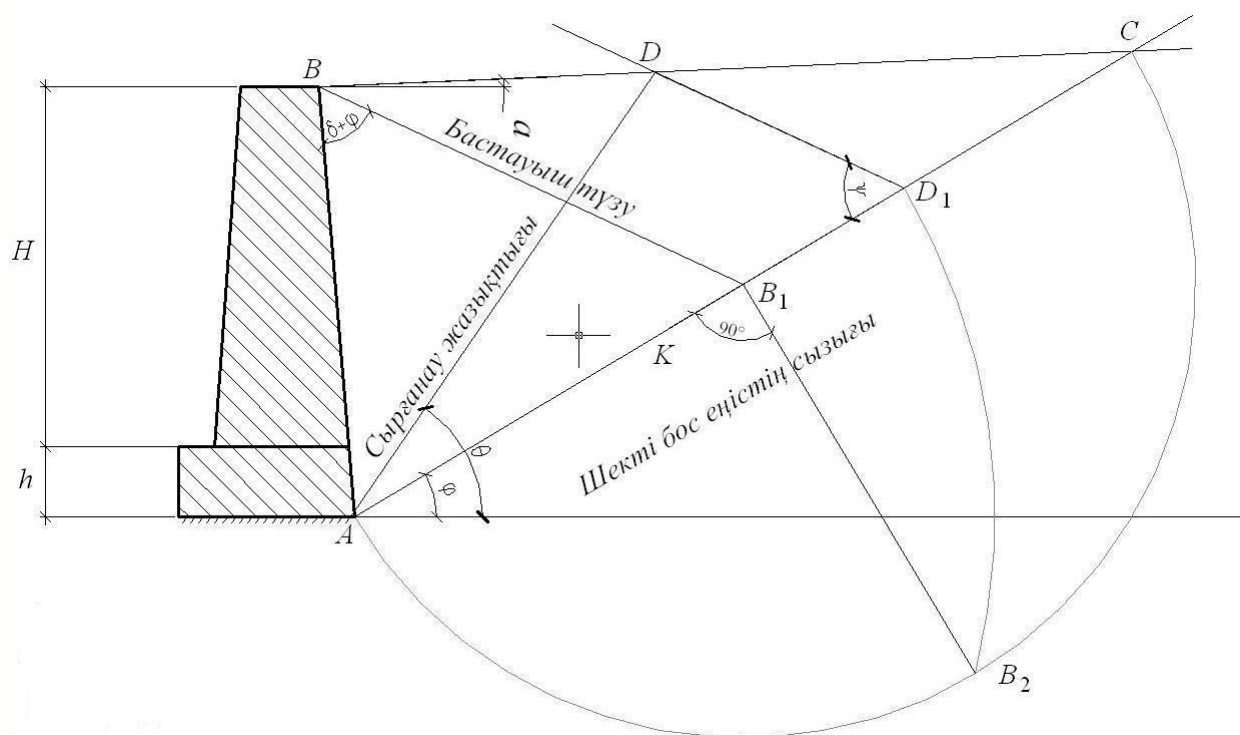
ҚР ІТҚ 07-01.6-2012

6.1.2 Тірек имаратты ішкі жалпы тұрақтылыққа есептегенде мүмкін болатын бұзылу сызығын келесі келтірілеген әдістермен анықтайды:

- 1) Понселе ұсынған әдіс (Сурет 4);
- 2) Бескин ұсынған әдіс (Сурет 5).

6.1.3 Тірек имараттар үшін мүмкін бұзылу сызығын (сырғанау беті) Понселе әдісі бойынша анықтау:

- 1) A нүктесінен φ бұрышы бойынша топырақ беті BC -мен қиылысқанша дейін көкжиекке қарай шекті бос еңіс сызығын AC жүргіземіз;
- 2) B нүктесінен AB сызығына қарай $\delta + \varphi$ бұрышы бойынша болатын BB түзуін жүргіземіз;



4-сурет – Понселе әдісі бойынша тірек имараттың бұзылу түзуін анықтау

- 3) шектік бос еңіс сызықты (AC сызығын) диаметр ретінде қабылдап жартылай шеңберді сызу;
- 4) жартылай шеңбермен қиылысқанша дейін (B_2 нүктесі) B_1 нүктесінен AC сызығына дейін перпендикуляр жүргізу;
- 5) AB_2 радиусымен шектік бос еңіс сызығымен AC (D_1 нүктесі) қиылысқанша дейін доғаны жүргізу;
- 6) DD_1 сызығын BB_1 сызығына параллель жүргізу арқылы D нүктесін анықтау;
- 7) D нүктесінен тірек имараттың негізінің бетіне (AD түзуі) дейін түзуді жүргізу.

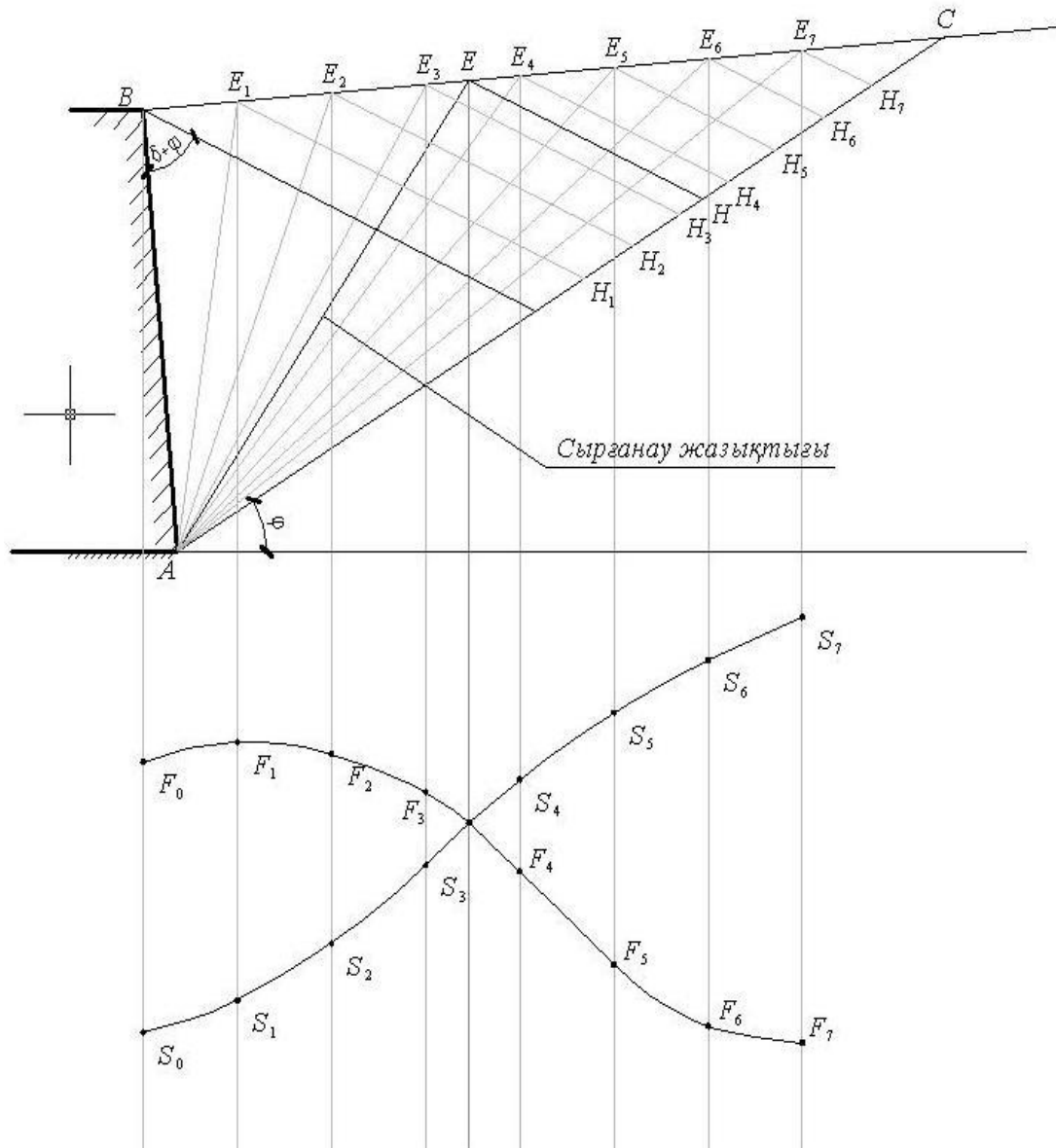
6.1.4 Тірек имараттардың мүмкін бұзылу сызығын (сырғанау беті) анықтауға арналған Бескин әдісі:

- 1) A нүктесінен шектік бос еңіс сызығын AC горизонтымен φ бұрышы бойынша топырақ бетімен BC қиылысқанша дейін жүргізіледі;
- 2) Сырғанау жазықтығын анықтау үшін бірнеше мүмкін сырғанау жазықтықтары жүргізіледі $AE_1, AE_2 \dots AE_n$;

3) Әр түрлі сырғанау жазықтықтарына $AE_1, AE_2 \dots AE_n$ сәйкес сырғанау призмалар негіздерінің аудандарын $S_1, S_2 \dots S_n$ анықтайды;

4) Алынған аудандар мәндері $S_1, S_2 \dots S_n$ графиктің ординаталарында жазылады, горизонталды ось бойынша x кесінділерінің мәндері жазылады;

5) AB сызығына қарай $\delta + \varphi$ бұрышы бойынша B нүктесінен анықтаушы BB_1 кесіндісі созылады;



5-сурет – Бескин әдісі бойынша тірек имараттың бұзылу сызығын анықтау

6) $E_1, E_2 \dots E_n$ нүктесінен анықтаушы $E_1H_1, E_2H_2 \dots E_nH_n$ түзулеріне қарай параллель түзулер жүргізіледі;

7) Алынған $ABC_1, ABC_2 \dots ABC_n$ үбұрыштарының $F_1, F_2 \dots F_n$ аудандары анықталады;

8) Алынған $F_1, F_2 \dots F_n$ аудандарының мәндері график ординаталары түрінде белгіленеді;

9) S және F қисықтарының қиылыстарының нүктесі x өлшемін анықтайды, ол ABE және BEH аудандарының қауіпті қисығына тең.

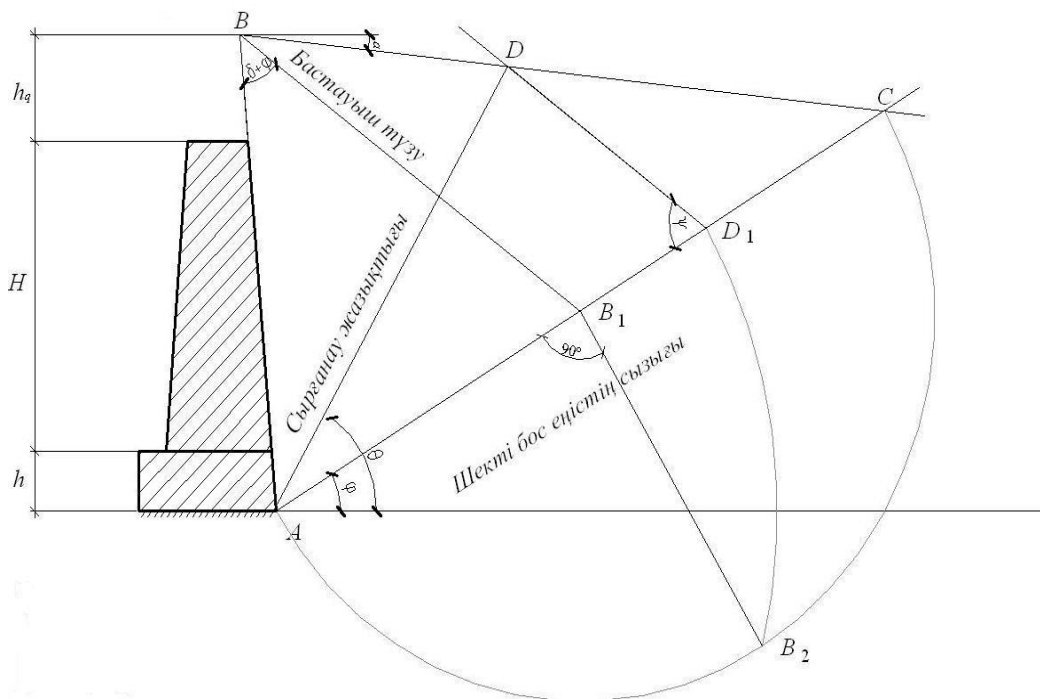
6.2 Тірек имараттардың мүмкін бұзылу сызығының (сырғанау беті) орналасуына ішкі тұрақтылығын есептегендегі жүктемелер әсерлері

6.2.1 Осы бөлімде тірек имараттарға әсер ететін келесі жүктемелер түрлері берілген:

- 1) тұтас біртекті жүктеме;
- 2) жолақты жүктеме;
- 3) жинақталған жүктеме;
- 4) үйінді бетіне жанама.

6.2.1 Біртекті тұтас жүктеме әсер еткенде

1) B нүктесіндегі (4, 5-суреттер) әсер еткендегі тұтас біртекті жүктемеге қабырғаның артқы жағынан топырақ бетімен қиылысу нүктесі сәйкес келеді, берілген топырақ бетінің топырақ бетінен h_q (6-сурет). биіктікке жоғары болады.



6-сурет – Тұтас біртекті жүктемелер әсерлерінен тірек имараттың бұзылу сызығын анықтау

2) Салмағы бойынша біртекті таралмалы жүктемеге эквивалентті топырақ қабатының биіктігі (h_q) келесі формула бойынша есептеледі:

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{fs}}, \quad (6.1)$$

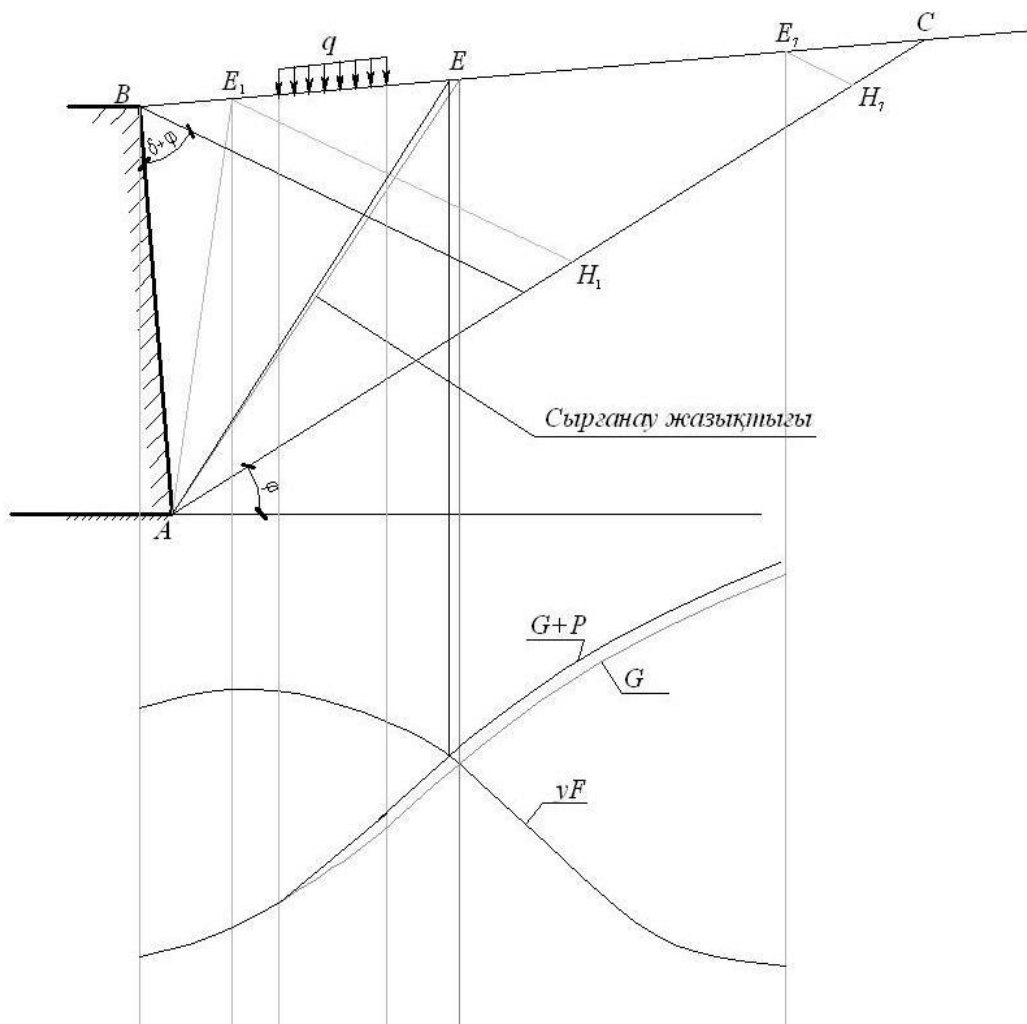
3) Бұзылу сызығы 6.1. бөлімше бойынша анықталынады

6.2.2 Жолақты жүктеме әсері еткенде

1) Егер әртекті жолақты жүктеме бұзылу сызығының жолақты жүктемені ескермей ар жағында орналасса, онда ол оның өзгерісіне әсер етпейді.

2) Егер бұзылу сызығы жүктелген аумақтағы үйінді бетіне шықса, онда тірек имаратына қысымды анықтау бүкіл жылжу призмасының орнын алып тұратын таралған жүктемені анықтау тәрізді табылады, бірақ біртекті әсер ететін жүктемелер сәкес мәндерінде ғана.

3) Егер сырғанау жазықтығы жүктеме берілген беттің ар жағынан шықса, онда соңғысы түгелдей жылжу призмасының ($G+P$) шамасына қосылады (7-сурет).



7-сурет – Жолақты жүктеме әсерінен тірек имараттың бұзылу сызығын анықтау

6.2.3 Жинақталған жүктеме әсер еткенде

Жинақталған сызықты жүктеме P тірек имаратының қабырғасының ұзындығы бағытында болса, онда сырғанау жазықтығының қисығы жолақты жүктемеге сәйкес артады (6-сурет).

6.2.4 Төгілме бетіне жанама жүктеме әсер еткенде

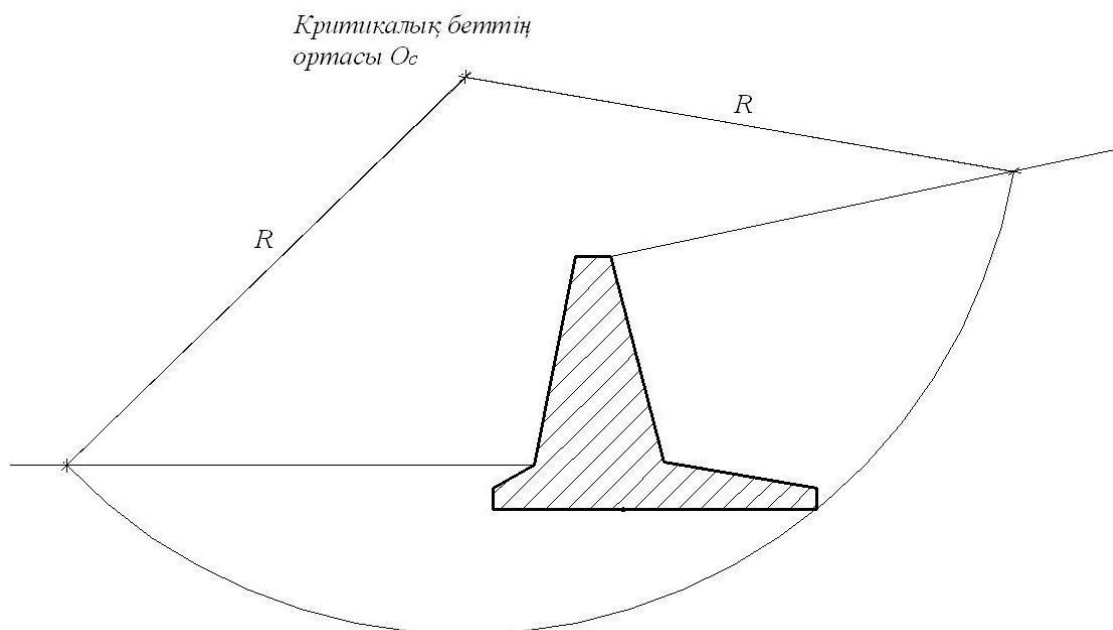
Тірек имаратының қабырғасының ұзындығы бағытына сызықты жинақталған жүктемесі P әсер еткенде, сырғанау жазықтығының құламалығы жолақтық жүктемесіне сәйкес жоғарылайды (6-сурет).

6.3 Тірек имараттарды сыртқы тұрақтылыққа есептегенде мүмкін бұзылу сызығының (сырғанау беті) орналасуын анықтау

6.3.1 Жалпы сыртқы тұрақтылыққа тірек имаратқа есептеме, негіздер нашар топырақтардан құралғанда, ал бұзылу қаупі топырақ негізі мен тірек имарат екеуінің ар жағында болғанда маңызда болып саналады.

6.3.2 Жалпы сыртқы тұрақтылыққа тірек имаратты есептегенде мұнда қисықсызықты сырғанау беті бойынша жылжудың болуын ескеру керек.

6.3.3 Шартты түрде қисықсызықты сырғанау беті тірек имараттың астыңғы артқы жағы арқылы өтеді деп қарастырылады (8-сурет).



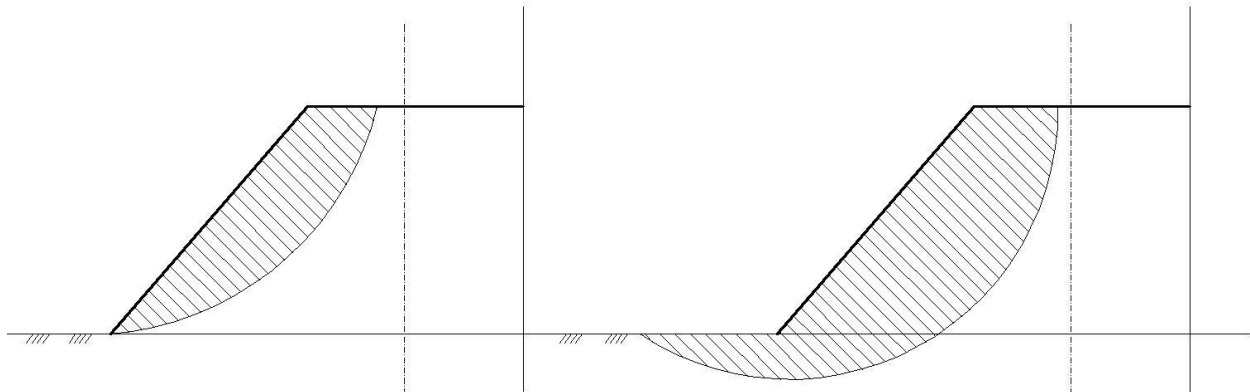
8-сурет – Тірек имараттың қисықсызықты сырғанау беті

7 ҮЙІНДІ ЕҢІСІНІҢ СЫРҒАНАУ КРИТИКАЛЫҚ БЕТІНІҢ ОРТАСЫН АНЫҚТАУ

7.1 Сырғанау бетінің ең қауіпті беті еңістің табаны (ішкі тұрақтылық) арқылы өтуі немесе табанының төменгі жағынан тереңірек орналасуы мүмкін (сыртқы тұрақтылық),
Ошибка! Источник ссылки не найден..

7.2 Еңістің табаны бойынша қауіпті доғаның өтуі мүмкіндігі оның қисықтығына, еңістің өз топырағының жылжу сипатамаларының еңістің негізінің топырақ жылжу сипатамаларының мәндерінің қатынастарының мәндерінің артуына байланысты болады.

Тәжірибелік есептеулер кезінде кездесетін екі сырғанау бетінің нұсқаларын тек қана сырғанау беті негізде өте алмаған жағдайда (еңіс негізінде өте берікті топырақ) қарастыру керек.



9-сурет – Еңіске қатысты шенберцилиндрлік сырғанау бетінің орналасуы

7.3 Үйіндінің жүктелмеген еңісі бойынша өтетін сырғанау критикалық доғасының ортасын келесі ретпен анықтайды:

1) Алдын-ала екі AO мен CB түзулерінің түйісінің O нүктесін анықтайды. AO түзуін 25° бұрышпен еңістің ортасындағы жазықтыққы жүргізеді (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**-сурет). CB түзуін еңіс жаңы және B нүктесі бойынша өткізеді, B нүктесі үйінде немесе қуыс бетінен $2H$ тереңдікте және еңіс түбінен $4,5H$ арақашықтақта жатады.

2) Бірінші жуықтауда O нүктесі сырғанау критикалық қисығының ортасы ретінде қарастырылады. Осы ортадан сырғанау қисығын өткізу арқылы алынған бөлімге қор еселеуішін анықтайды. Содан кейін CB түзуінде бір-бірінен $0,25H$ аралықта орналасқан сырғанау қисықтарының ортасы ретінде бірнеше нүктелерді тандайды және осы есептеулерді тұрақтылық еселеуішінің минималды мәніне сәйкес нүкте анықтағанша дейін есептейді.

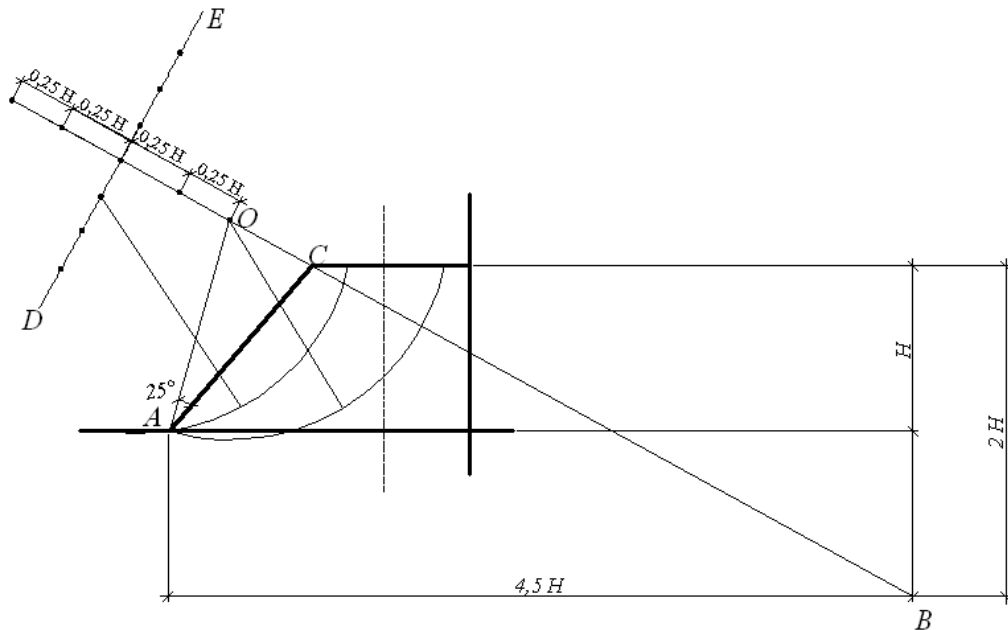
3) Тұрақтылық қорының минималды еселеуішіне сәйкес CB түзуінде ең қауіпті сырғанау доғасының ортасын анықтағаннан кейін, осындай жұмыстарды қайта жүргізіп DE түзуі бойында ең қауіпті сырғанау қисығының ортасын CB түзуінде орналасқан критикалық қисығының оң және сол жағынан анықтау керек.

4) Ең сонында минималды тұрақтылық қоры еселеуішіне сәйкес келетін DE түзуінде анықталған ортасы бар ең қауіпті сырғанау қисығын есептік мән ретінде қабылдайды.

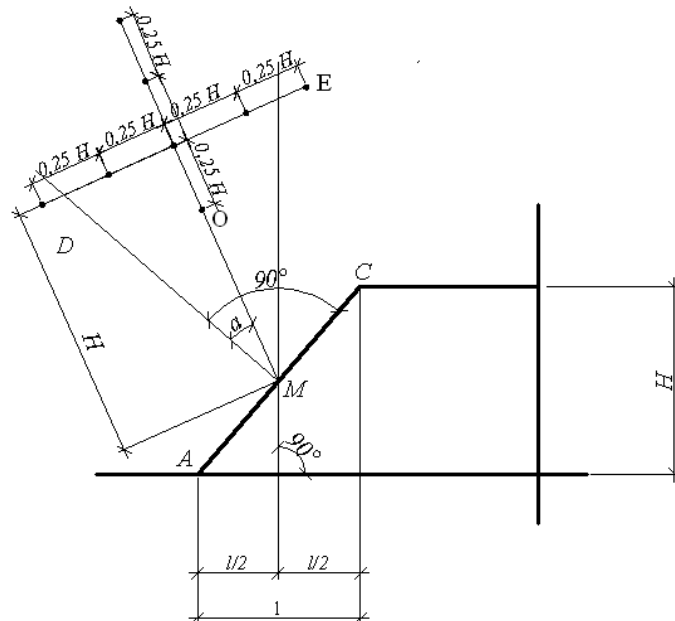
5) Еңіс табаны бойынша өтетін сырғанау қисығының критикалық ортасы еңіс бетінің орта қисығынан өтетін вертикаль мен нормаль аралығындағы аймақта орналасады (11-сурет). Сырғанау қисығының шығу жағындағы жоғарғы нүктесі алдындағы жасалған есептемелер арқасында таңдалынады.

6) Бірінше жақындастыру кезінде M нүктесінен H қашықтықта a бұрыш биссектрисасы арқылы ортасын тағайындайды. OM сызығының жалғасында $0,25H$ ара қашықтықтарда келесі критикалық сырғанау қисықтарын анықтау үшін орталарын қалдырады. DE кесіндісін OM кесіндісіне перпендикулярлы түзуді n -ге сәйкес селетін критикалық сырғанау қисығының ортасы арқылы жүргізеді, мұнда да $0,25H$ ара қашықтықтар тексеріс есептеулер үшін критикалық сырғанау қисықтарының орталарын белгілейді.

7) Есептік ретінде DE түзуінде орналасқан орталықтан өтетін критикалық сырғанау қисығына сәйкес келетін ең төмен тұрақтылық қор еселіктерін таңдайды.



10-сурет – Жүйелі жуықтау арқылы еңіс табаны арқылы өтетін сырғанау бетінің критикалық ортасын табу



11-сурет – Жүйелік жақындастыру арқылы еңістің негізі арқылы өтетін критикалық сырғанау бетінің ортасын табу

8 ТІРЕК ИМАРАТТАРДЫҢ ҚҰРАЛЫМДАРЫНЫҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫН ЕСЕПТЕУ

Табиғи негізде қалалық және ауылдық өндірістік өнеркәсіптердің аумақтарында, теміржолдар мен автомобиль жолдарында салынатын тірек имараттардың жалпы тұрақтылығын есептегенде осы бөлімшенің жағдайларын қолдану керек.

Ескертпе 1 Берілген нормалар магистральды жолдар мен гидротехникалық имараттардың тірек құралымдарына таралмайды.

Ескертпе 2 Қабырғалары жұқа тірек имараттар контрофорстары мен анкерлері бар болғандарымен қоса әдетте темірбетонды болып жобаланады.

Ескертпе 3 Массивті тірек имараттар алдын-ала техникалық-экономикалық негіздеме арқасында бетон, шойтасбетонды, шойтас қалаулы ретінде жобаланады.

Ескертпе 4 Жалпы тұрақтылығы бойынша тірек қабырғалардың шектік жағдайлары келесі түрде жіктеледі:

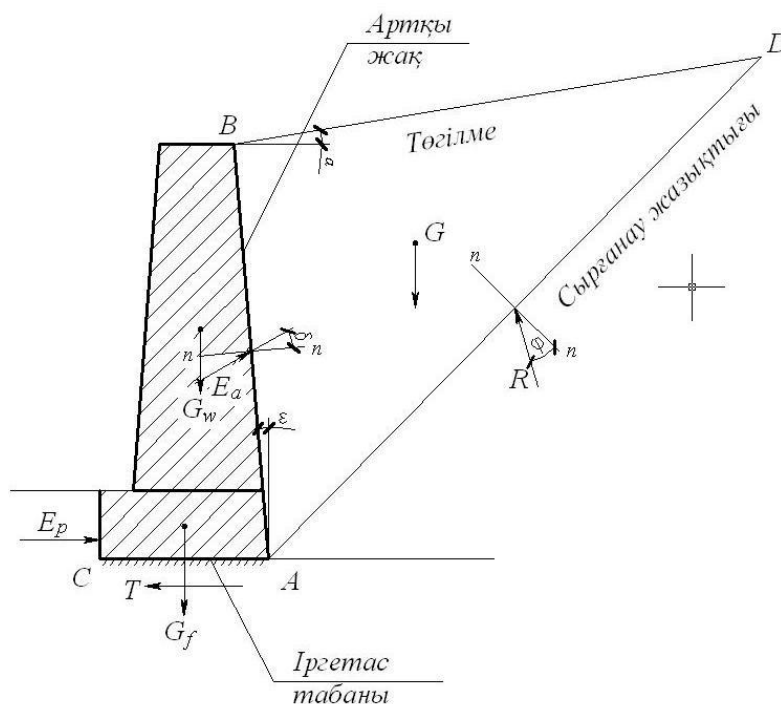
- Аударылуға қарсы тұрақтылық;
- Жылжуға қарсы тұрақтылық.

8.1 Тірек имаратына топырақтың активті және пассивті қысымын есептеу

8.1.1 Топырақтың активті қысымы деп тірек имараттың үйінді жағына қарай жылжуы барысында топырақтың қысымының минималды мәнінің пайда болуын атайды.

8.1.2 Топырақтың пассивті қысымы деп тірек имараттың үйінді жағына қарай жылжуы кезінде топырақ қысымының максималды мәнінің пайда болуын атайды.

8.1.3 Жалпы мәліметтер (Есептік сұлба)



12-сурет – Қабырғаға күштер әрекетінің сұлбасы

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

AB – артқы шегі;

AC – тірек имараттың іргетас табаны;

AD – бұзылу жазықтығы;

α – үйіндінің көлбеулік бұрышы;

ε – тірек имараттың қабырғасының артқы шектерінің көлбеулік бұрышы;

δ – тірек имараттың қабырғасының материалы бойынша үйінді топырағының үйкеліс бұрышы (активті қысым реакциясы E_a берілген қабырғаның артқы шегінің нормалінен ауытқу бұрышы);

φ – топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы (R реакциясы берілген бұзылу түзуінің ауытқу нормалі);

θ – бұзылу сызығының бұрышы;

R – шектікке дейінгі жағдайдағы топырақ жағынан реакциясы;

E_a – активті қысымның тең әсерлі күші (реакция);

E_n – пассивті қысымның тең әсерлі күші (реакция);

G – бұзылу призмасы топырағының өз салмағы;

G_w – тірек имараттың қабырғасының құралымының өз салмағы;

G_f – тірек имараттың іргетас табанының құралымының өз салмағы.

8.2 Тірек имараттың қабырғасына топырақтың актив және пассив қысымдарын аналитикалық әдіс арқылы анықтау

8.2.1 Топырақтың активті қысымының интенсивтілігін e_a тірек имараттың ұзындығы бойынша 1 метріне сәйкес есептеме жүргізіледі, өлшем бірлігі кН/м.

8.2.2 Активті қысымның интенсивтілігі формула бойынша анықталады:

$$e_a = \gamma_{fs} \cdot z \cdot \xi_a, \quad (8.1)$$

мұнда γ_{fs} - үйінді топырағының меншікті салмағы, кН/м³;

z – активті қысымның интенсивтілігі мәні анықталанатын үйінді бетіндегі қарастырылатын тереңдік бойынша орналасқан нүктеге дейінгі тереңдігі (Сурет 12-дің B нүктесі), м;

ξ_a - топырақтың бүйірлі активтік қысымының еселеуіші.

8.2.3 Бүйірлі активтік қысымының еселеуіші келесі формуламен анықталады:

1) $\alpha \neq 0$, $\delta \neq 0$ и $\varepsilon \neq 0$ болғанда (12 Суретін қараныз)

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)}, \quad (8.2)$$

мұнда

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}, \quad (8.3)$$

2) $\alpha=0, \delta=0$ және $\varepsilon=0$ болғанда (12-суретін қар.)

$$\xi_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8.4)$$

8.2.4 Горизонтальде e_{ah} және вертикаль e_{av} мәндер келесі формулалар бойынша анықталады:

$$e_{ah} = e_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta), \quad (8.5)$$

$$e_{av} = e_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta), \quad (8.6)$$

(8.2) – (8.6) формулаларында ε мен α мәндері теріс болса, бұл бұрыштардың таңбалары теріс болып өзгереді.

8.2.5 Активті қысымның тең әсерлі эпюралары келесі формуламен анықталады:

$$A_a = \frac{\gamma_{fs} \cdot H^2 \cdot \xi_a}{2}, \quad (8.7)$$

Егер үйінді беті бойынша біртекті таралған q күші болмаса, онда активті қысымның тең әсерлігі қабырға іргетасының табанынан $H/3$ биіктігінде беріледі.

Тең әсерліктің горизонталь E_{ah} мен вертикаль E_{av} мәндері келесі формулалар бойынша анықталады:

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta), \quad (8.8)$$

$$E_{av} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta), \quad (8.9)$$

8.2.6 h биіктігі бар тірек имаратының іргетасының алдыңғы шетіне пассивті қысымның e_p интенсивтілік өлшемі $\alpha=0, \delta=0$ және $\varepsilon=0$ шартынан анықталынады (Сурет 12):

$$e_p = \gamma_{fs} \cdot z \cdot \xi_p, \quad (8.10)$$

мұнда z – ордината, негіздің топырағының бетінен саналады, м;

ξ_p - бүйірлі пассив қысымының коэффициенті келесі формула бойынша анықталады:

$$\xi_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8.11)$$

мұнда φ – h тереңдігінде орналасқан топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы.

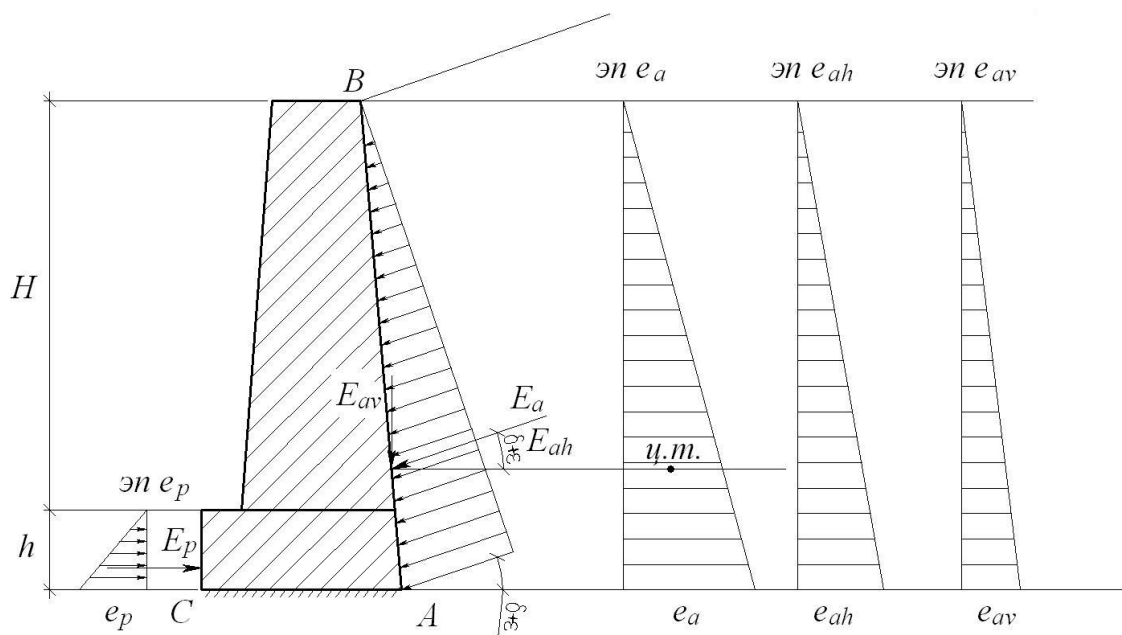
Пассивті қысымның теңәсерлі шамасы келесі формула бойынша анықталады:

$$E_p = \frac{\gamma_{fs} \cdot h^2}{2} \xi_p, \quad (8.12)$$

Пассивті қысымның теңәсерлігі қабырға іргетасы табанынан $h/3$ биіктігінде беріледі.

Пассивті қысымның соңғы тең әсерлі өлшемін E_p -нің $1/3$ ретінде қабылдауға керек, себебі шекті жылжуларды асыру кезінде ғана соққылық реакциясы іске қосылады.

8.2.7 13-суретте жүктеме болмаған кездегі e_a , e_{ah} , e_{av} және e_p қысымдарының эпюралары берілген.



13-сурет – Тірек қабырғасына топырақ қысымы интенсивтілігінің эпюрасы мен есептік сұлбасы

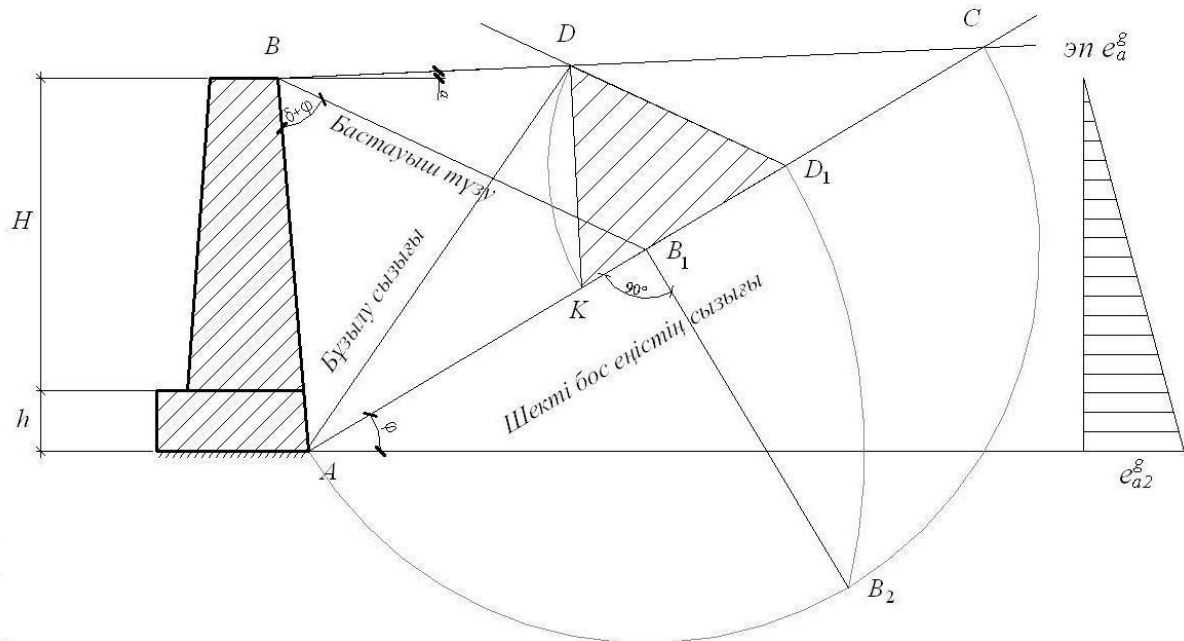
8.3 Тірек имаратының қабырғасына топырақтың активті және пассивті қысымдарын анықтаудағы графоаналитикалық әдіс

8.3.1 Графоаналитикалық әдіс (Понселе құралымы) Ребхан үшбұрышын графикалық құрастырылуы болып табылады, мұндағы аудан бұзылу призмасының l ұзындығына және үйіндінің меншікті салмағы γ_{fs} көбейткен мәні тең әсерлі топырақтың қабырғаға активті қысымына тең $E_{a,ref}$.

8.3.2 Ребхан үшбұрышын тұрғызу реті (14-сурет):

- 1) BC топырақ бетімен қиылысқанша дейін A нүктесінен φ бұрышы бойынша AC шекті бос еңістің сызығын өткізу;
- 2) AB сызығына қарай B нүктесінен $\delta + \varphi$ бұрышымен BB_1 түзуін жүргізу;
- 3) Шекті бос еңістің түзуін (AC сызығы) диаметр ретінде алып жартылай шеңберді жүргізу;

- 4) Жартылай шеңбермен (B_2 нүктесі) қиылысқанша дейін B_1 нүктесінен AC -ға перпендикулярларын жүргізу;
- 5) Шекті бос еңістің сызығын AC (D_1 нүктесі) қиылысқанша дейін AB_2 радиуспен доғаны өткізу;
- 6) DD_1 түзуін BB_1 түзуіне параллель жүргізу арқылы D нүктесін анықтау;
- 7) D_1 нүктесінен DD_1 радиусымен K нүктесінің орнын анықтау.



14-сурет – Активті қысымды анықтаудың графоаналитикалық әдісі

8.3.3 Төгінді бетінің бірқалыпты реттелген q жүктемесі болмаған мезетте активті қысымның қарқындылық эпюрасының төменгі ординатасы келесі формуламен анықталады:

$$e_{af}^g = \frac{2 \cdot E_{a,ref}}{l \cdot H}, \quad (8.13)$$

$$E_{a,ref} = F \cdot \gamma_f, \quad (8.14)$$

мұнда F – графоаналитикалық кұрудан алынған үшбұрыш ауданы (Сурет 14).

8.3.4 H биіктікпен берілген тірек имаратының қабырғасына түсетін активті қысымның тең әсерлілігі келесі формуламен анықталады:

$$E_a^g = \frac{e_{af}^g}{2} \cdot H, \quad (8.15)$$

8.3.5 E_a^g графоаналитикалық және E_a аналитикалық арасындағы айырмашылық 5% аспау қажет.

$$\Delta = \frac{\dot{A}_a^g - \dot{A}_a}{\dot{A}_a} \cdot 100 < 5\% \quad (8.16)$$

8.4 Жүктеме әсері кезіндегі тірек имаратының қабырғасына түсетін топырақ қысымын аналитикалық әдіспен анықтау

8.4.1 Тірек имаратына кез-келген жүктеме әсері жылжу жазықтығының (бұзылу сызығы) өзгеруіне әкелуі мүмкін.

8.4.2 Кез-келген жылжу жазықтығы үшін жүктемені есепке алғанда күш үшбұрышы жүктеме жоқ болғандағы күш үшбұрышына ұқсас болады.

8.4.3 Берілген бөлімде тірек имаратына түсетін келесі жүктеме түрлері қарастырылған:

- 1) тұтас бірқалыпты жүктеме;
- 2) жолақты жүктеме;
- 3) жинақталған жүктеме;
- 4) төгінді бетіне жанама.

8.5 Тұтас бірқалыпты жүктеме әсері кезіндегі тірек имаратының қабырғасына түсетін топырақ қысымының анықталуы

8.5.1 Төгінді беті бойынша бірқалыпты тұтас q (15-сурет) жүктемесі болған кезде қабырғаның жоғарғы деңгейінде активті қысымның интенсивтілік эпюра ординатасы келесі формуламен анықталады:

$$e_{aw} = \gamma_{fs} \cdot h_q \cdot \xi_a, \quad (8.17)$$

8.5.2 Іргетас табаны деңгейінде активті қысымның интенсивтілік эпюра ординатасы келесі формуламен анықталады:

$$e_{af} = \gamma_{fs} \cdot (h_q + H) \cdot \xi_a, \quad (8.18)$$

мұнда h_q – бірқалыпты таралған жүктеме салмағына эквивалентті төгінді қабатының биіктігі келесі формуламен анықталады:

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{fs}}, \quad (8.19)$$

8.5.3 Қабырғы іргетасының табаны деңгейіндегі активті қысымның интенсивтілік эпюра ординатасы графоаналитикалық әдісімен келесі формуламен анықталады:

$$e_{af}^g = \frac{2 \cdot E_{a,ref}}{l \cdot (H + h_q)}, \quad (8.20)$$

$$E_{a,ref} = F \cdot \gamma_f, \quad (8.21)$$

мұнда F – графоаналитикалық құрудан алынған үшбұрыш ауданы.

Қабырғаның жоғарғы деңгейіндегі активті қысымның интенсивтілік эпюра ординатасы төмендегі формуламен анықталады:

$$e_{aw}^g = e_{af}^g \frac{h_q}{H + h_q}, \quad (8.22)$$

Ескертпе - B нүктесіне қабырғаның артқы шегінің төбесі, ал төгінді беті бойынша жүктеменің қатысы кезінде h_q (Сурет 15) нақты өлшеміне жоғары орналасқан төгіндінің шартты беті бар қабырғаның артқы шегінің қиылысу нүктесі сәйкес келеді.

8.5.4 e_{aw} және e_{af} активті қысымның интенсивтілігін құратын e_{av} вертикаль және e_{ah} горизонталь өлшемдері қабырғаның жоғарғы деңгейі сияқты, дәл солай табаны деңгейі (8.5) және (8.6) формулаларымен анықталады.

8.5.5 Активті қысым эпюрасының тең әсерлілігі келесі формуламен анықталады:

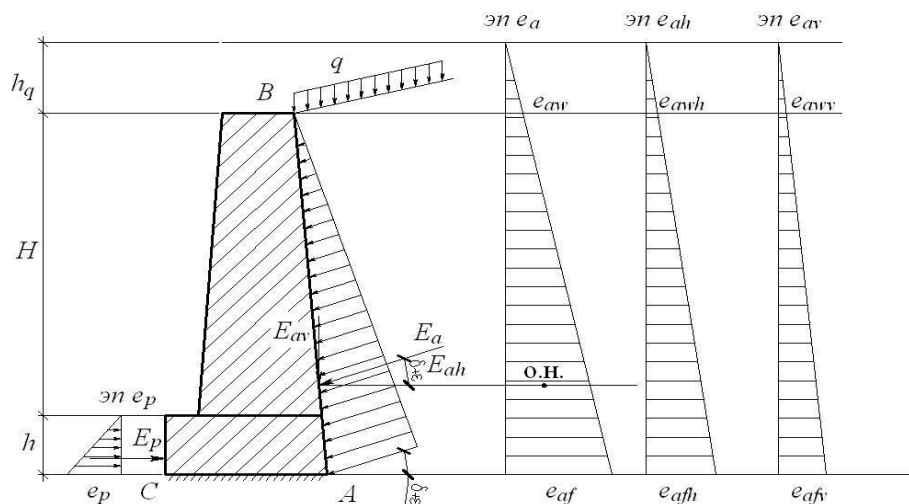
$$\bar{A}_a = \frac{e_{aw} + e_{af}}{2} \cdot H, \quad (8.23)$$

8.5.6 Табаннан активті қысымның тең әсерлігі келесі ара қашықтарда беріледі:

$$\bar{I}_0 = \frac{\bar{I}}{3} \cdot \frac{\bar{I} + 3h_q}{\bar{I} + 2h_q}, \quad (8.24)$$

8.5.7 Активті қысымның тең әсерлігін құрайтын горизонталь E_{ah} мен вертикаль E_{av} құраушылар мәндері (8.8) және (8.9) формулалар арқылы анықталады.

8.5.8 Жинақталған біртекті жүктеме әрекеті кезіндегі қысым эпюралары e_a , e_{ah} , e_{av} және e_p 15-суретінде берілген.



15-сурет – Таралған жүктеменің әрекеттілігі кезіндегі активті қысым эпюралары

8.6 Тірек имараттың қабырғасына жолақты жүктеменің әсері кезіндегі топырақ қысымын анықтау

8.6.1 Егер әркелкі жолақты жүктеме бұзылу призмасының ар жағына басып тұрса, онда ол тірек имаратқа қысым түсірмейді.

8.6.2 Егер сырғанау жазықтығы жүктелген аудан аумығына шығып тұрса, онда тірек имаратқа түсетін қысымды анықтау тұтас жылжу призмасын алатын таралған жүктемені есептегендей анықталады, бірақ біртекті жүктеменің шамасына байланысты болады.

8.6.3 Егер сырғанау жазықтығы беттегі жүктеменің ар жағына шықса, онда соңғысы түгел жылжу призмасының шамасына қосылады.

8.6.4 Егер жолақты жүктеме тірек имараттың қабырғасының артқы жағындағы үстінгі шетінен белгілі қашықтықта l түссе және бұзылудың жылжу призмасының қалған барлық бөлігін алып жатса, онда активті қысым эпюралары келесі ретпен тұрғызылады (16.а-сурет):

1) Тірек имараттың қабырғасының артқы үстінгі шетінен белгілі қашықтықта l орналасқан E нүктесінен φ және θ бұрышпен көкжиекке қарай EF және EK сызықтары жүргізіледі;

2) F нүктесінен жоғары орналасқан тірек имаратының қабырғасының бөлігіне қысым эпюрасы жүктемені ескермей сызылады;

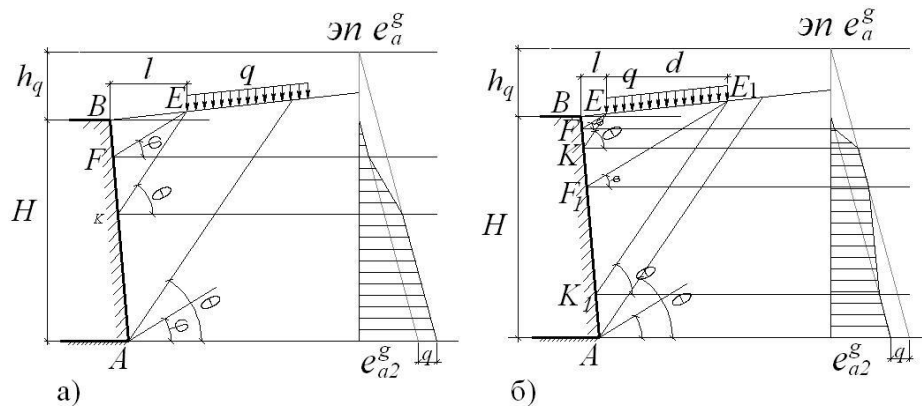
3) K нүктесінен төмен орналасқан тірек имаратының қабырғасының бөлігіне қысым эпюрасы жүктемені ескеріп сызылады;

4) FK аралығында жататын тірек имараттың ортанғы бөлігіне ауыспалы түзу өткізіледі.

8.6.5 θ бұрышын анықтау 6 бөлімде берілген.

8.6.6 Егер жолақты жүктеме тірек имараттың қабырғасының артқы жағындағы үстінгі шетінен белгілі қашықтықта l түссе және бұзылудың жылжу призмасының соңына дейін жетпей белгілі бір d қашықтығында әрекеттенсе онда активті қысым эпюралары келесі түрде тұрғызылады (16.б-сурет):

- 1) Берілген жүктеменің бас E және соңғы E_1 нүктелерінен көкжиекке φ бұрышымен FE және F_1E_1 сызықтары жүргізіледі;
- 2) E және E_1 нүктелерінен көкжиекке θ бұрышымен KE және K_1E_1 сызықтары жүргізіледі;
- 3) F нүктесінен жоғары орналасқан және K нүктесінен төмен орналасқан тірек имаратының қабырғасының бөлігіне қысым эпюрасы жүктемені ескермей сызылады.
- 4) K_1F шегінде орналасқан тірек имарат қабырғасына жүктемені ескере отырып эпюра тұрғызылады;
- 5) FK және F_1K_1 шектерінде орналасқан тірек имараттың қабырға бөлігіне ауыспалы түзулер жүргізіледі.



16-сурет – Жолақты жүктеме әрекетіндегі активті қысым эпюралары

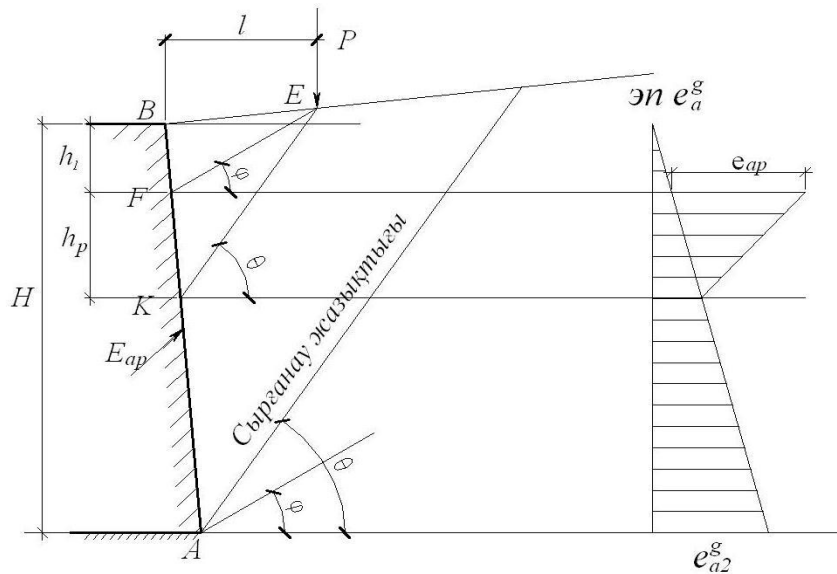
8.7 Тірек имараттың қабырғасына шоғырланған жүктеменің әрекетіндегі топырақ қысымын анықтау

8.7.1 Егер жүктеме шоғырланған, сызықты, біртекті таралған, тірек имараттың қабырғасының ұзындығы бойынша әрекеттенсе, онда қабырғаның жеке ұзындығын қарастырғанда берілген жүктеме шоғырланған салмақ болып саналады және бұзылудың жылжу призмасының салмағына қосылады.

8.7.2 Шарты түрде тірек имараттың қабырғасының жылжу призмасының бетіндегі P жүктеме орналасуы сырғанау бетінің орналасуына және активті қысым шамасына әсер етпиді деп саналады.

8.7.3 Тірек имараттың қабырғасына шоғырланған жүктеменің қысымы келесі түрде анықталады (17-сурет):

- 1) Жүктеме түсетін P нүктесінен көкжиекке φ және θ бұрыштары бойынша EF және EK түзулері жүргізіледі;
- 2) Қысым интенсивтілігі эпюрасына шоғырланған жүктемені ескермей үшбұрыш қосылады, оның ауданы тірек имараттың қабырғасына түскен P күшінің біртекті қысымына тең.



17-сурет – Шоғырланған жүктеме әсерінен активті қысым эпюралары

8.7.4 Тірек имаратының қабырғасына түсетін біртекті қысым шамасы келесі формула бойынша анықталады:

$$E_{ap} = P \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\psi + \theta - \varphi)}, \quad (8.25)$$

мұнда θ – P күшін ескермей көкжиекке қатысты сырғанау жазықтығының көлбеу бұрышы, град;

ψ – бұзылу жылыу призмасының DD_1K бұрышы (13-сурет), град.

8.7.5 Тірек имаратының қабырғасына белгілі деңгейде түсетін қысым интенсивтілігінің ордината эпюрасы мына формуламен анықталады:

$$e_{ap} = \frac{2E_{ap}}{h_p}, \quad (8.26)$$

мұнда h_p – вертикаль бойынша F және K нүктелері арасындағы ара қашықтық, яғни P күш қысымының берілетін тірек имаратының қабырғасының бөлігінің биіктігі.

8.7.6 Вертикаль ($\varepsilon=0$), жазық ($\delta=0$), тірек имаратының қабырғасының беті горизонтальды болғанда ($\alpha=0$):

$$h_1 = l \cdot \tan \varphi, \quad (8.27)$$

$$h_p = \frac{l}{\cos \varphi}, \quad (8.28)$$

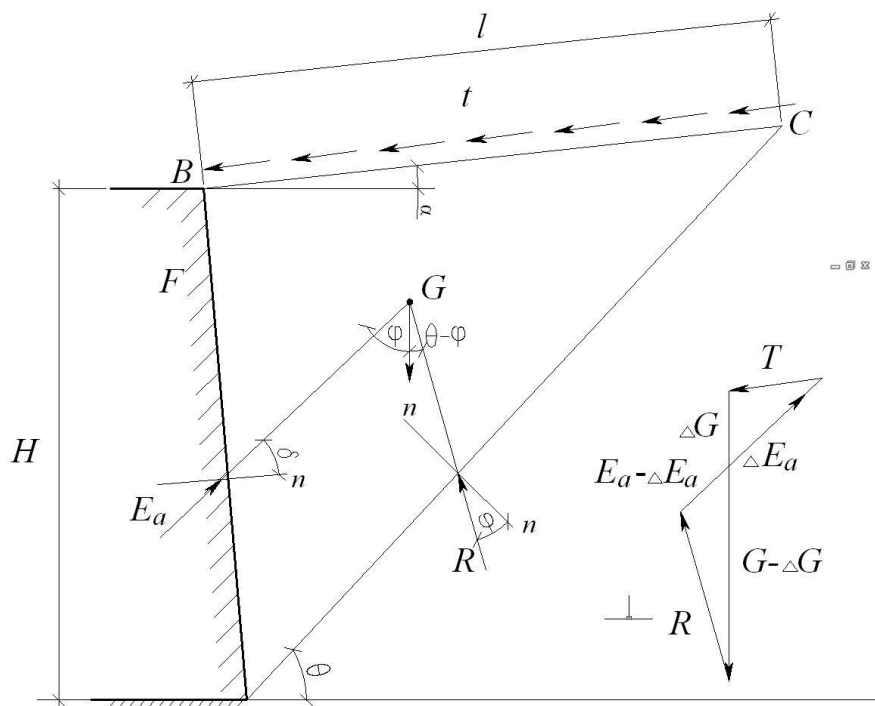
$$E_{ap} = P \cdot tg \varphi \left(45^0 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8.29)$$

$$e_{ap} = \frac{2 \cdot P \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cos \varphi}{l}, \quad (8.30)$$

мұнда l – тірек имаратының қабырғасындағы артқы шеті үстінен шоғырланған жүктеме нүктесіне дейінгі қашықтық, м.

8.8 Тірек имараты қабырғасына үйінді беті жүктемесіне жанама, біртекті топырақ қысымын анықтау

8.8.1 Біртекті таралған жүктеме тегіс бетте, осы бетке жанама және интенсивтілігі t берілген күштер көпбұрышы әрекеті 18-суретте берілген.



18-сурет – Жанама жүктеме әрекетіндегі күштер көпбұрышы

8.8.2 Жанама жүктеме әрекетінен тірек имарат қабырғасына түсетін тең әсерлі қысым формуласы:

$$E_a = \Delta E_a + (G - \Delta G) \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\Psi + \theta - \varphi)}, \quad (8.31)$$

мұнда $T = t \times l$ – жылжу призмасы бетіне түскен тең әсерлі жанама жүктеме, кН;
 l – BC ара қашықтығы, 18-сурет.

$$\Delta E_a = \frac{\cos(a + \varphi)}{\sin \Psi}, \quad (8.32)$$

$$\Delta G = \frac{\cos a}{\sin \Psi}, \quad (8.33)$$

8.8.3 Әр түрлі θ бұрыштар бойынша бірнеше сырғанау жазықтарын өткізіп және олардың әрқайсысына G , T , ΔG , ΔQ және Q мәндерін анықтағасын, тірек имараттың қабырғасына жанама жүктеме қысымының максималды мәндерін анықтайды.

8.8.4 Вертикаль ($\varepsilon=0$), тегіс ($\delta=0$), төгілме бетінің горизонтальды болғандағы тірек имаратының қабырғасы ($\alpha=0$):

$$G = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{ctg} \theta, \Delta Q = 0, \Delta Q = T = t \cdot h \cdot \operatorname{ctg} \theta \quad (8.34)$$

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{ctg} \theta \left[\operatorname{tg}(\theta - \varphi) + \frac{2t}{\gamma \cdot h} \right], \quad (8.35)$$

8.8.5 Төгілме беті бойынша жанама жүктемелігінің интенсивтілігі үшін сырғанау бетінің бұрышының θ мәндері 8.1 Кестеде берілген

8.1-кесте – Сырғанау бетінің бұрышының θ мәндері

| | | | | | | | |
|-----------------------------|--------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|-----------------|
| Интенсивтілік t , кН/м | 0 | $0,05\gamma h$ | $0,1\gamma h$ | $0,15\gamma h$ | $0,2\gamma h$ | $0,25\gamma h$ | $0,289\gamma h$ |
| Бұрыш θ , град | 60^0 | 55^0 | $50^0 30'$ | $42^0 30'$ | $33^0 30'$ | 20^0 | 0 |

8.8.6 Төгілме бетінен қандай да бір тереңдікте z қысымды анықтау үшін (8.5.6)-ны h ты z -қа ауыстырып (мұнда z функциясының θ бұрышы) дифференциалдау қажет.

8.9 Аударылуға қарсы тірек имараттың қабырғасының ішкі тұрақтылығын есептеу

8.9.1 Имарат пен топырақ бір бүтін ретінде қарастырылады.

8.9.2 Бұзылу мынадай жағдайда пайда болады, егер мүмкін аударылу O центрі бойынша жылжу денесіне әсер ететін аудару күштері M_d есептік моменттері M_r нүктесі бойынша ұстап тұру үйкеліс және ілініс күштерінің есептік моменттерінің мәндеріне жетіп қалғанда.

8.9.3 Келесі шартты орындауға есептеме беріледі:

$$F_s \leq \frac{M_r}{M_d}, \quad (8.36)$$

мұнда M_d – есептік аудару моменті, іргетас табанының ауырлық центріне қатысты қабырғаға түсетін барлық күштердің есептік моменттерінің алгебралық сомасына тең, кНм;

M_r – сол нүктедегі ұстап тұру күштерінің есептік моменті, кНм;

F_s – имараттың тағайындалуы бойынша сенімділік еселеуіші, 8.2 Кесте бойынша алынады.

8.10 Жылжуға қарсы тірек қабырғаның тұрақтылығын есептеу

Жылжуға қарсы қабырға орнының есептемесін қабырға табаны (жазық жылжу) мен сырғанау беттері (тереңдегі жылжу) бойынша жасау керек:

$$F_s \leq \frac{Q_r}{Q_d}, \quad (8.37)$$

мұнда Q_d – есептік жылжу күші, мүмкін болатын жылжу бағытына жылжу күштер проекциясы сомасына тең, кН;

Q_r – есептік ұстап тұру күші, мүмкін болатын жылжу бағытына ұстап тұру күштерінің проекция сомасына тең, кН;

F_s – имарат тағайындалуы бойынша сенімділік еселеуіші, 8.2. Кестесі бойынша алынады.

8.2-кесте – Сенімділік еселеуіш мәндері

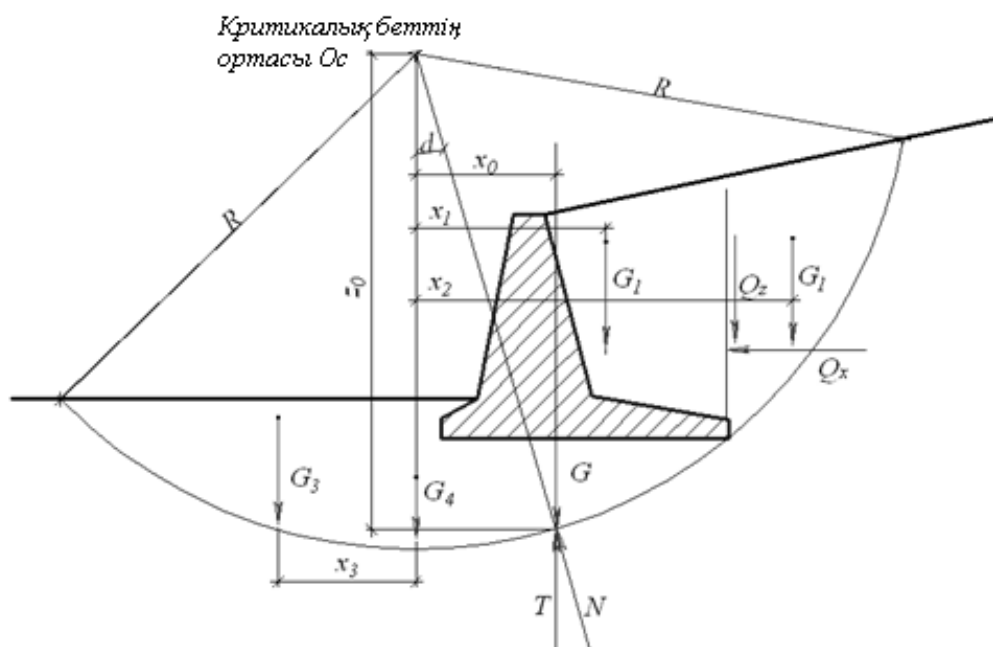
| Ғимарат классы | F_s еселеуіші |
|--|-----------------|
| I-класс. Әлеуметтік және халықшаруашылық маңызы жоғары негізгі имараттар мен ғимараттар, оларға ЖЭС, АЭС корпустары, домна пешетрінің орталық түйіндері, 200 м жоғары түтін мұржалары, телевизиялық мұнаралар, ЕАСС магистральды жүйелерінің имараттары, 10 мың м ³ асатын мұнай мен мұнай өнімдері резервуарлары, трибуналары бар жабынды спорттық имараттар, театр, кинотеатр, цирк, жабын базар, оқу имараттары, мектепке дейінгі мекемелер, ауруханалар, перзентханалар, музей, мемлекеттік архив ж.т.б. имараттар кіреді. | 1,5 |
| II-класс. Әлеуметтік және халықшаруашылық маңызы жоғары негізгі имараттар мен ғимараттар (өндірістік, ауылшаруашылық, тұрғын-азаматтық және байланыс имараттары I және III классқа кірмеген) | 1,4 |
| III-класс. Әлеуметтік және халықшаруашылық жағынан шектеулігі бар имараттар мен ғимараттар: таңдау мен қаптау процесстері болмайтын ауылшарушылық дәнді-дақылдарды, | 1,2 |

| | |
|---|--|
| тыңайтқыштарды, химикаттарды, көмір, шымтезекті сақтайтын қоймалар, жылыжайлар, кешетхана, бірқабатты тұрғын үйлер, сым байланыстар тіреулері, тұрғын орындарын жарықтау тіреулері, қоршаулар, уақытша имараттар мен ғимараттар | |
|---|--|

8.11 Аударылуға қарсы тірек имаратының қабырғасын сыртқы тұрақтылыққа есептеу

8.11.1 Сыртқы тұрақтылыққа тірек қабырғаларды есептегенде тірек имаратының іргетас табанының төменгі жағы мен қабырғасының қиылысу нүктесінде дөңгелекцилиндрлік беттің бұрылу ортасында алынады.

8.11.2 Жер беті, қабырғамен, алынған аударылу ортасы бойынша шеңбермен шектелген топырақ массивінің (құралымдармен бірге) тұрақтылығы қарастырылады (19-сурет).



19-сурет – Шеңберцилиндрлік беттер бойынша тірек қабырғаның тұрақтылығын анықтауға есептік сұлба

8.11.3 Имарат пен топырақ бір тұтас жүйе ретінде қарастырылады. Жылжу денесіне мүмкін аудару O ортасы бойынша аудару күштерінің есептік моменті M_d ұстап тұру үйкеліс күштері мен ілінісу күштерінің шектік есептік моменттерінің мәндеріне жеткенде шеңбер доғасы бойынша бұзылулар туындайды.

8.11.4 Беріктік пен тұрақтылықты көрсететін шектік күйлер мынадай түрде болады:

$$F_s \leq \frac{M_r}{M_d}, \quad (8.38)$$

мұнда M_d – қабырғаға түсетін іргетас табанының салмақ ортасына қатысты қабырғаның барлық күштерінің есептік моменттерінің алгебралық сомасына тең есептік аудару моменті, кНм;

M_r – сол нүкте бойынша ұстап тұру күштерінің есептік моменті, кНм;

F_s – имарат тағайындалуы бойынша сенімділік еселеуіші, 8.2 Кесте бойынша алынады.

8.11.5 G_1, G_2, G_3, G_4 атты салмақтарға шартты түрде алынған бұзылу аумағы 4-ке бөлінеді (19 Сурет), ал олардың иіндері x_1, x_2, x_3 айналу ортасы бойынша бөлінеді.

8.11.6 Келесі формула бойынша тірек қабырғаның тұрақтылық коэффициенті анықталады:

$$\gamma_{sf} = \left[\operatorname{tg} \varphi + \frac{c \cdot s}{1 - \left(\frac{M}{Gr} \right)^2} \right] \sqrt{\left(\frac{Gr}{M} \right)^2 - 1}, \quad (8.39)$$

мұнда φ - ішкі үйкеліс бұрышы, град;

c – ілініс, кПа;

s – шенберцилиндрлік беттің доғасының ұзындығы, м;

M – барлық әрекет ететін күштердің есептік моменті:

$$M = G \cdot x_0 = Gr \cdot \sin \delta, \quad (8.40)$$

G – барлық салмақтық жүктемелердің тең әсерлеушісі:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4, \quad (8.41)$$

x_0 – айналу ортасы бойынша біртекті барлық күштердің G иіні:

$$x_0 = \frac{M}{G} = \frac{G_1 \cdot x_1 + G_2 \cdot x_2 + G_3 \cdot x_3}{G_1 + G_2 + G_3 + G_4}, \quad (8.42)$$

δ – нормальдан щеңберге G күшінің көлбеулік бұрышы, град;

r – шенберцилиндрлік беттің радиусы, м.

9 ТІРЕК ИМАРАТТАРЫНЫҢ ЕРЕКШЕ ШАРТТАРЫ МЕН ЖАҒДАЙЛАРЫ

9.1 Тірек имаратының еңіс келбетінің ерекше жағдайлары

9.1.1 Белгілі бір a қашықтығында қабырғаның (20-сурет) артқы шетінің үстінгі жағынан басталатын шексіз еңіс созылатын жағдайда оны тірек имаратының

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

қабырғасының артқы шегіне қиылысқанша дейін жалғастырады, содан кейін қысымның екі эпюрасы құрылады:

1) Бірінші эпюра горизонталь үйінді бетіндегі қабырға биіктігі үшін h (астынғы ординатасымен);

2) Екінші эпюра үйінді беті еңіспен шектелген жағдайдағы h_1 биіктігі бар қабырға үшін (астынғы ординатасымен).

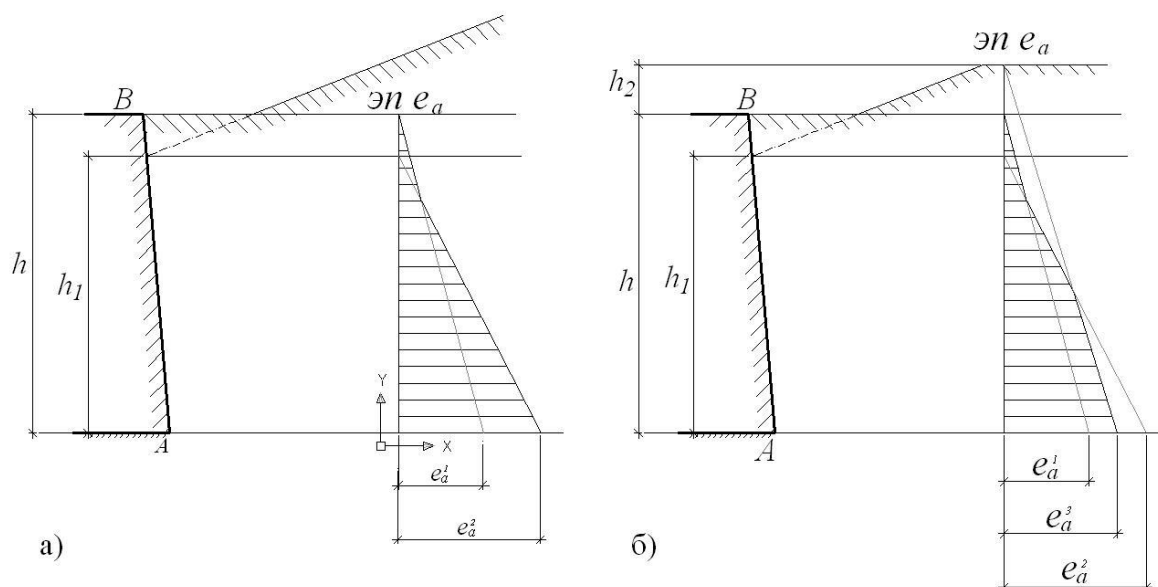
9.1.2 Бір-біріне салынған эпюралар ординаталарының тереңдігі бойынша ең үлкен мәні есептік ретінде таңдалынады.

9.1.3 Қысым эпюрасы үш эпюрадан тұрады (20.б-сурет), егер үйінді беті сынған түрінде болған жағдайда:

1) Үйінді жазықтығы горизонтальды түрде h қабырға биіктігіне арналған бірінші эпюра (астынғы ординатасы);

2) Еңіспен шектелген үйінді беті h_1 қабырға биіктігіне арнылған екінші эпюра (астынғы ординатамен);

3) Үйінді беті горизонтальды түрде $h+h_2$ қабырға биіктігіне арналған үшінші эпюра (астынғы ординатасы).



20-сурет – Тірек имараты еңісінің келбетінің ерекше жағдайы

9.1.4 Екі жағдайда да теңәсерлі қысым толық қысым эпюраларымен анықталады.

9.2 Тірек имаратының қабырғасының құралымының келбетінің ерекше жағдайлары

9.2.1 Қабырға шетінің келбеті қисықсыздықты болғанда қандай да болсын тереңдіктегі z_i қысым интенсивтілігін келесі формулалар арықыл анықтайды:

$$e_a = \gamma_{fs} \cdot z_i \cdot \xi_a, \quad (9.1)$$

мұнда γ_{fs} - төгілме топырақтың меншікті салмағы, кН/м³;

z_i – активті қысым интенсивтілігі анықталатын үйінді бетінен тереңдікте жатқан қарастырылатын нүктенің тереңдігі, м;

ξ_a -топырақтың бүйірлі активті қысым еселеуіші.

9.2.2 Топырақтың бүйірлі активті қысым еселеуіші анықталатын формула:

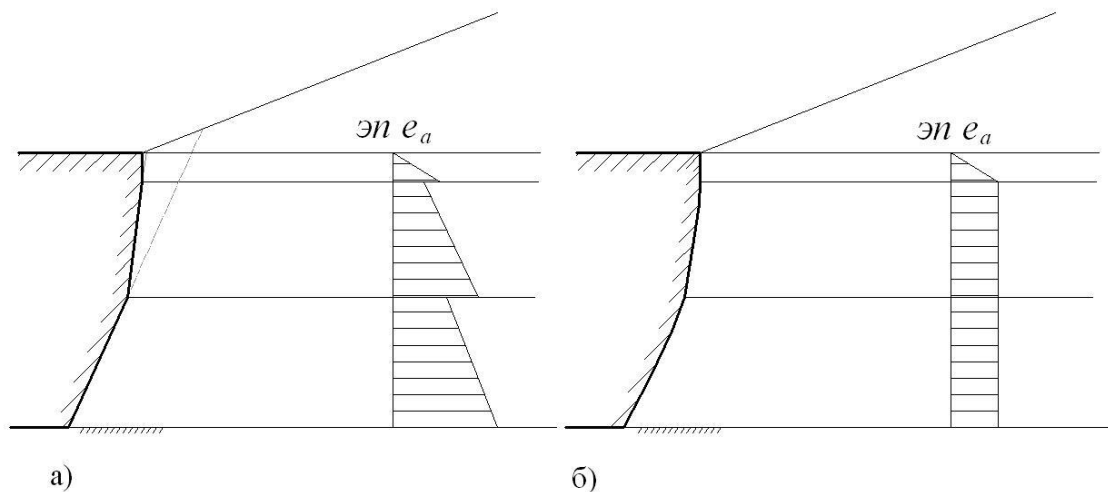
$$\xi_a = \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \varepsilon}{2} \right) + \operatorname{tg} \varepsilon \right]^2 \cos^2 \varepsilon, \quad (9.2)$$

мұнда φ – ішкі үйкеліс бұрышы, град;

ε – вертикальға қабырғаның көлбеулік бұрышы, град.

9.2.3 Тең әсерлі қысым толық эпюра қысымдары ретінде анықталады.

9.2.4 Ережеге сәйкес қисықсыздықты келбеті бар қабырғаны материалдар бойынша шығындарды азайтуға, қабырғаға қысымды азайту үшін қолданады (кері есеп). Қабырғаның артқы бетіне сынықты келбетін беру арқылы тереңдік бойынша әрбір шетіне қысым берілу үшін, ал қабырғаға қысымның интенсивтілігі тұрақты мәнге жеткізу үшін жасайды (21-сурет).



21-сурет – Тірек имараты қабырғасының құралым келбетіндегі ерекше жағдайлар

9.3 Топырақтың әр түрлі қабаттылығының әсері

9.3.1 Егер тірек имаратының қабырғасымен ұсталып тұратын топырақ әртүрлі қабатты құралымдарға ие болса (22-сурет), онда бірінші жоғарғы қабат бойынша қабырғаға қысым анықталады және астыңғы ординатасымен, қысым интенсивтілігінің эпюрасы құралады, ол келесі формуламен анықталады:

$$e_a = \gamma_{fs}^I \cdot z_I \cdot \xi_a^I, \quad (9.3)$$

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

9.3.2 Келесі (екінші) қабаттың қысым интенсивтілігін анықтағанда жоғарғы қабаттың салмағы берілген жүктеме интенсивтілігі ретінде қарастырылады, сол себепті екінші қабаттың қысым эпюраларының жоғарғы және төменгі ординаталары келесі формулалармен анықталады:

$$e_a^2 = \gamma_{fs}^1 \cdot z_1 \cdot \xi_a^2, \quad (9.4)$$

$$e_a^2 = (\gamma_{fs}^1 \cdot z_1 + \gamma_{fs}^2 \cdot z_2) \xi_a^2, \quad (9.5)$$

9.3.3 Сәйкесінше келесі n-ші қабаттың қысым эпюраларының жоғарғы және төменгі ординаталары мына формуламен анықталады:

$$e_a^n = (\gamma_{fs}^1 \cdot z_1 + \gamma_{fs}^2 \cdot z_2 + \dots + \gamma_{fs}^{n-1} \cdot z_{n-1}) \xi_a^n, \quad (9.6)$$

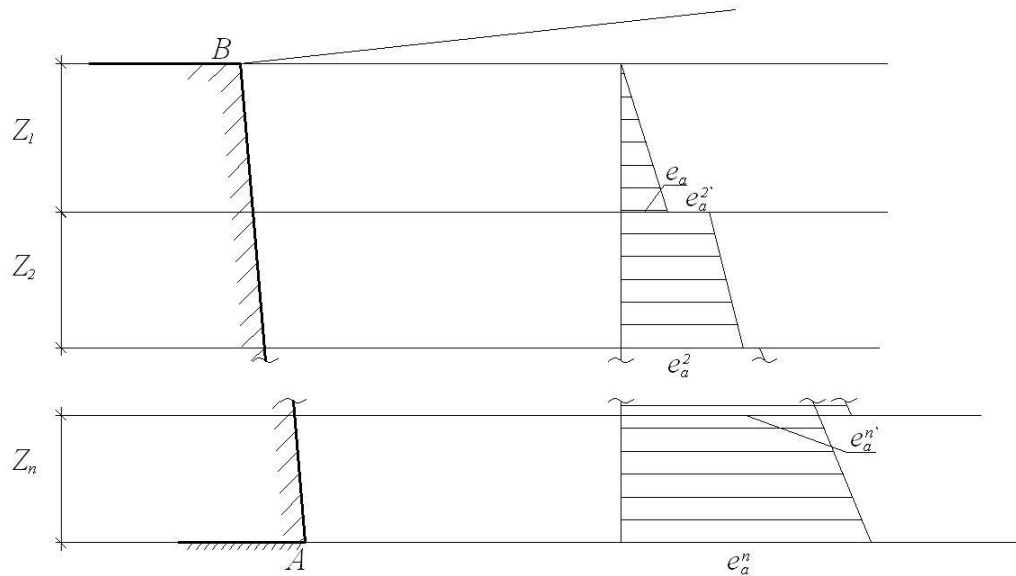
$$e_a^n = (\gamma_{fs}^1 \cdot z_1 + \gamma_{fs}^2 \cdot z_2 + \dots + \gamma_{fs}^n \cdot z_n) \xi_a^n, \quad (9.7)$$

9.3.4 Егер топырақтың бір қабаты суөткізгіш болса, онда жерасты суларының әсерлерін есепке алмай эффективтік қысым анықталады, яғни топырақтың барлық кеуектері суға толтырылған деген шарт қарастырылады.

9.3.5 Қысым эпюралары қабаттар арасында әр түрлі шамала болады, егер әр түрлі қабаттардың топырақтың меншікті салмағы мен ішкі үйкеліс бұрышы φ шамалары әр түрлі болса.

9.3.6 Төгілме бетінде тұтас біртекті жүктеме P болғанда, ол (9.6) – (9.7) формулалардың әрқайсысына қосынды ретінде кіреді және берілген қабатқа сәйкес ξ_a шамасына көбейтілу керек.

9.3.7 Әрбір қабаттың топырағының активті қысымының күші сәйкесінше қысым эпюрасы ауданының мәніне тең, ал бірәрекеттісі – эпюраның тұтас ауданына тең.



22-сурет – Төгілме топырағының әр түрлі қабаттылығының әсері

9.4 Жерасты су қысымының әсері

9.4.1 Топырақ кеуектерінде бос су екі түрлі болуы мүмкін:

- 1) Ауырлық күштің әсерінен болатын гравитациялық су;
- 2) Ауырлық және қайқы менисктің капилляр керілісінің күштер әсерінен болатын капилляр суы.

9.4.2 Жер асты сулары екі күйде болуы мүмкін:

- 1) Статикалық;
- 2) Динамикалық;

9.4.3 Статикалық күйде болатын және топырақ кеуектерін толтыратын гравитациялық су үш түрлі әсер береді:

- 1) тірек имараттың қабырғасына гидростатикалық қысым береді;
- 2) топырақты теңгереді, сол арқылы топырақтың көлемдік салмағын азайтады;
- 3) тірек қабырғаға қысымның артуына алып келетін жылжуға кедергіні төмендетеді.

9.4.4 Жерасты сумен түсіретін не қабылдайтын қысым бейтарап не кеукті болуы мүмкін, ал өлшенген не өзіне қабылдайтын топырақ қаңқасының қысымы эффективті болады.

9.4.5 Көлбеулігі бар тірек имаратының қабырғасына түсетін гидростатикалық қысымның (23-сурет) шартты интенсивтілігі келесі формуламен анықталады:

$$e_w = \frac{\gamma_w \cdot h_w}{\cos \varepsilon}, \quad (9.8)$$

мұнда γ_w – судың меншікті салмағы, 10 кН/м^3 тең;

h_w – жерасты суларынан тереңдігі, м;

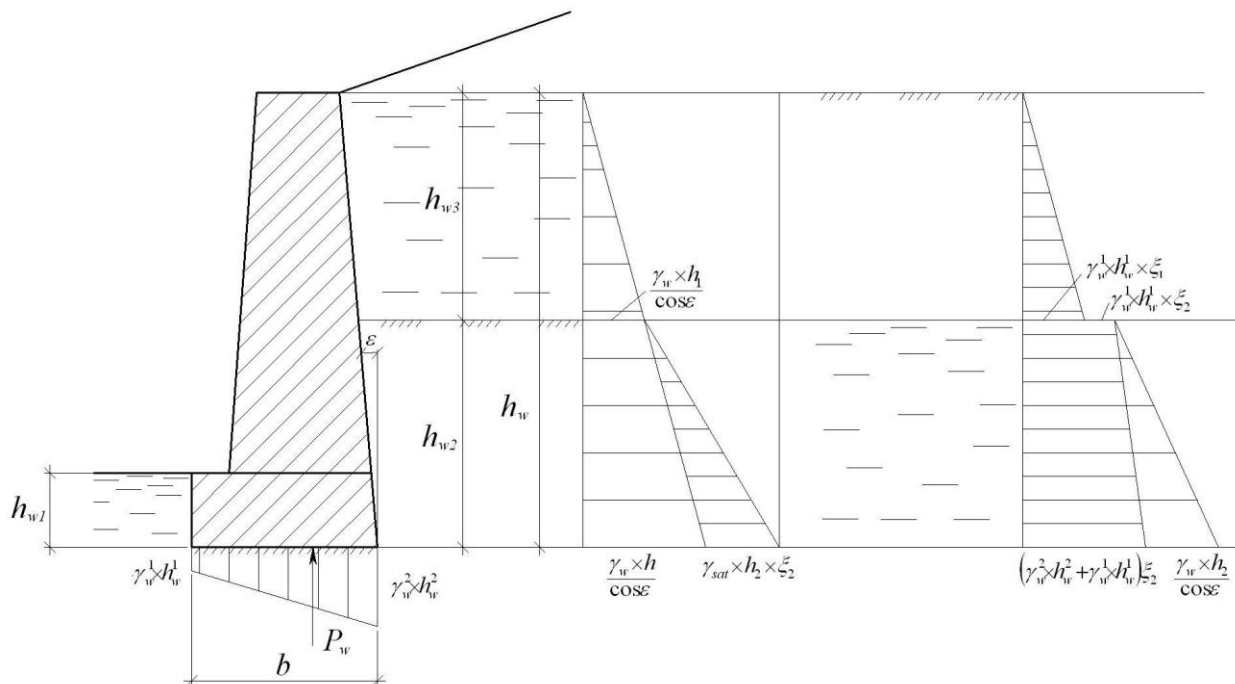
ε – вертикальға қабырғаның көлбеулік бұрышы, град.

9.4.6 Тірек имаратының іргетас табанына су қысымы трапеция бойынша таралған деп қарастырылады (23-сурет), ар тең әсерлігі келесі формула бойынша анықталады:

$$P_w = \gamma_w \cdot b \frac{h_w^1 + h_w^2}{2}, \quad (9.9)$$

мұнда b – іргетас табанының ені, м;

h_w^1 және h_w^2 – жерасты сулары деңгейінің тереңдігі (Сурет 23), м.



23-сурет – Топырақ су қысымының әсері

9.4.7 Демек, егер қабаттардың бірі сүзгізбейтін болса, онда ол сумен толтырылғанда теңгерілмейтін болады, соған сәйкес осы қабатта судың бейтарап қысымдары болмайды. Тиімді қысым, осы жағдайда, кеуектердің толық сумен толтырылу шартымен анықталады (24-сурет).

9.4.8 Астына бағытталған сүзгіштік кезінде су күші азаюынан судың бейтарап қысым эпюрасының ординатасы келесі шамаға азаяды:

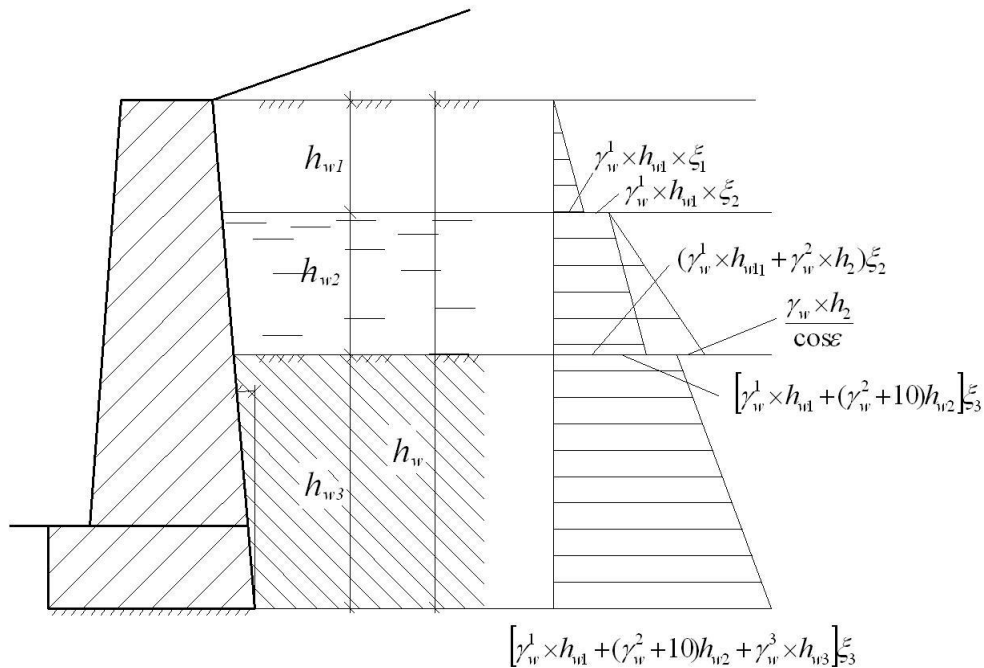
$$\Delta p_w = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\cos \varepsilon}, \quad (9.10)$$

мұнда Δh – сүзгіштік ұзындығы h_f жолындағы су ағысының азаюы (Сурет 25), гидравликалық есептеуден анықталады, м.

Осы жағдайда гидродинамикалық әсер төмен бағытталған және суды өлшеуіш қысымын азайтады. Демек, жердің бетінен h_f тереңдігінде сүзгіштік жолдың соңында қаралатын топырақтың эффективті көлемдік салмағы келесі формуламен анықталады:

$$\gamma_{ef} = \gamma_b + \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{h_f(1+e)}, \quad (9.11)$$

мұнда γ_b – судың өлшеуші әсерін есепке алуымен меншікті салмақ, кН/м³;
 e – кеуектілік коэффициенті.



24-сурет – Жерасты сулары қысымының әсері

9.4.9 Сүзгіштігі жоғары бағытталған гидродинамикалық қысым судың қысымын үлкейтеді. Осы жағдайда топырақтың эффективті көлемдік салмағы келесі формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{ef} = \gamma_b - \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{h_f(1+e)}, \quad (9.12)$$

Судың бейтарап қысымның төменгі ординатасы Δp_w шамаға үлкейеді (формула 9.10).

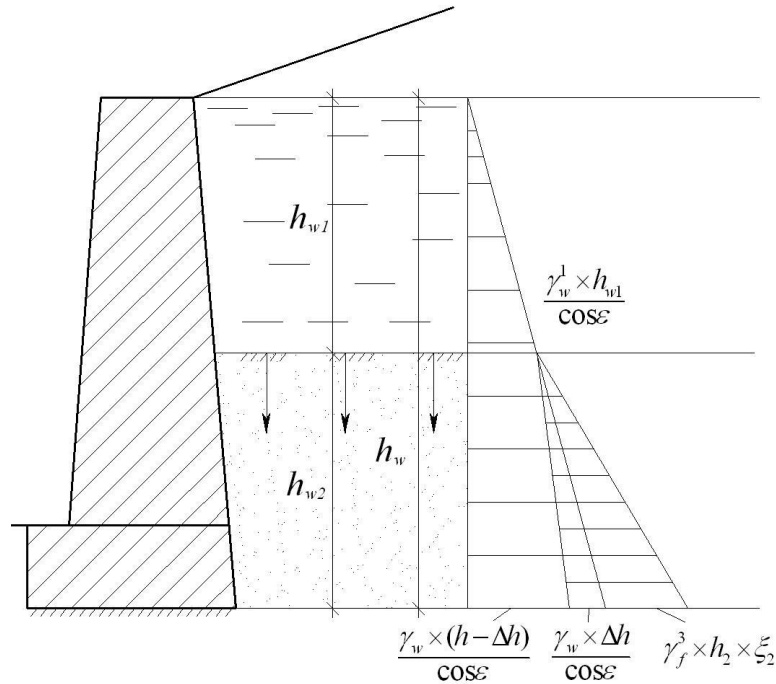
9.4.10 h_k (к.с.д) биіктігіне капиллярлы тарту күштерімен гравитациялық су деңгейінен көтерілген капиллярлы су тірек имаратының қабырғасына теріс қысым береді (26-сурет) және топыраққа қасымша вертикалды жүктеме тудырады:

$$p_k = \gamma_w \cdot h_k, \quad (9.13)$$

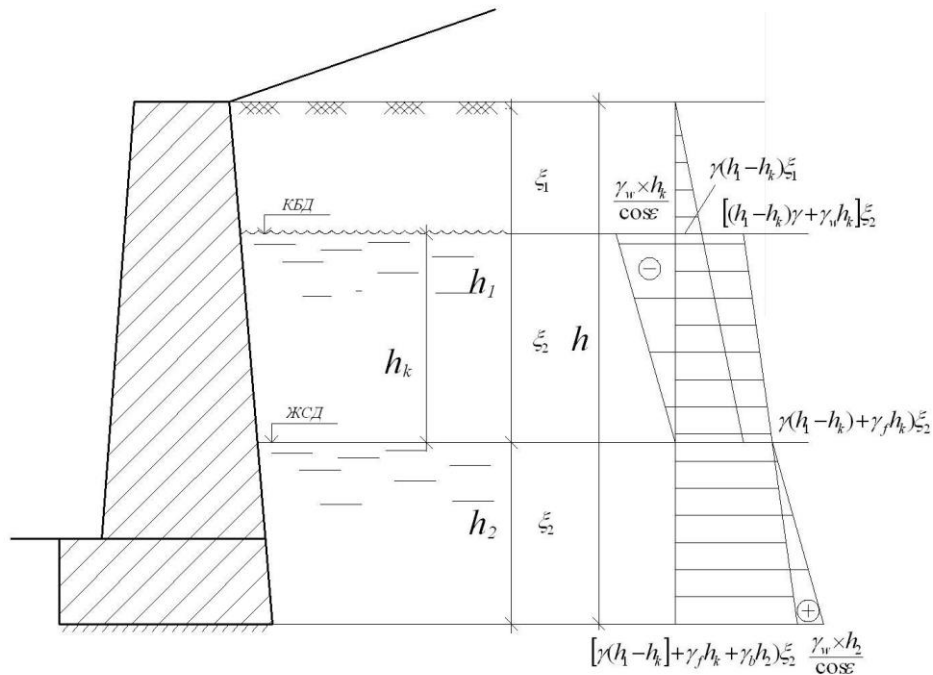
Капилляр көтеріліс аумағында топырақ кеуектері сумен толтырылады, сонда топырақтың көлемдік салмағы келесі формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}, \quad (9.14)$$

мұнда γ_s – топырақ түйіршіктері материалының меншікті салмағы, кН/м³.



25-сурет – Жерасты суларының сүзгіштігінің әсері



26-сурет – Капиллярлы судың әсері

10 ЕҢІСТЕРДІҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫН ЕСЕПТЕУ

10.1 Щенберцилиндрлік сырғанау беттерінің аналитикалық әдісі

Сыртқы баға үшін де, еңістің орнықтылығының ішкі бағасы үшін де щенберцилиндр сырғанау беттерінің әдісін қолдану үйіндінің құралымының орнықтылығы бола алады.

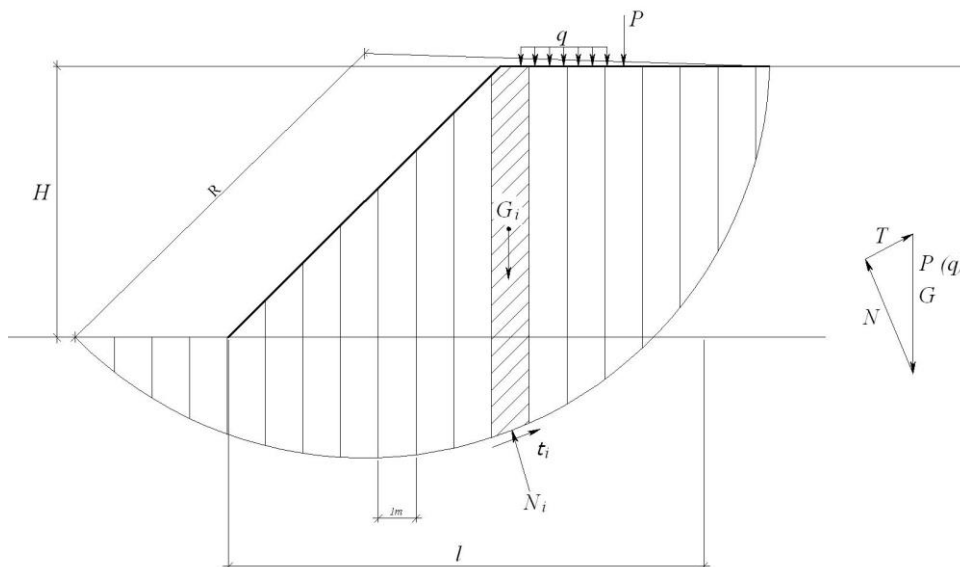
10.1.1 Крей-Терцаги аналитикалық әдісі.

Крей-Терцаги әдіс еңістердің орнықтылығының бағалары үшін еңістің орнықтылықты бұзылысы кесекпен және айналумен бұзылі пішінінде бола алғанын айтады.

10.1.2 Еңістің орнықтылығының дәрежесі сырғанауды өте қауіпті доғаның орталығы туралы жылжып келе жатқан күштердің моментіне тұтқыр күштердің моментінің қатынасы бойынша анықталатын (сенімділік еселігі) орнықтылықтың қор коэффициенті мәні бойынша бағаланады:

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} \quad (10.1)$$

10.1.3 Сенімділік еселігінің анықтау үшін ерекшеленген шығырлардың қатарына тік қималармен сырғанау қисықтармен шектелген бөлімді есептеуде, ені бойынша шамалап бірдей шығырлар қатарына вертикалды қималармен (27-сурет) бөледі. Шығырлардың шекаралары еңістің сызығының сынуы орындарында белгілейді, сырғанау беті бар еңістің әр түрлі жіктерінің шекараларының қиылысуы орындарына тағайындалады.



27-сурет – Крей-Терцаги әдісі бойынша есептік сұлба

10.1.4 Әрбір шығырдың l_i енін есептеуін қарапайымдау үшін ол шартты түрде түзу сызықпен алынады. Ауданды есептегендегі қателесу шамасын азайту үшін шығырдың ені 2-3 м артық алмау керек.

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

10.1.5 Көкжиекке сырғанау бетінің көлбеу бұрыш әрбір шығыр үшін α , блоктың ортасы бойынша шығыр биіктігі h_i қабылданады.

10.1.6 Статикалық тепе-теңдікке жету үшін келесі шарт орындалуы керек:

а) барлық вертикаль күштер сомасы $\sum F_V = 0$

б) горизонталь күштер сомасы $\sum F_H = 0$

в) Қандай да бір нүкте манайындағы моменттер сомасы $\sum M = 0$

10.1.7 Барлық еңіс те, жеке шығырларға де тепе-теңдік шарттары қанағаттандыруы керек.

10.1.8 Жалпы тұрақтылықты есептеу үшін әрбір шығыр жұмыс істейтін күштерді анықтау керек:

1) G_i блоктың ауырлық центр қосымша тіркелген күш;

2) Ұстағыш күш t_r ;

3) Ұстағыш момент M_r ;

4) Жылыжтушы күш t_d ;

5) Жылжыту моменті M_d .

10.1.9 G_i күші блоктың өз массасына тең, келесі формуламен анықталады:

$$G_i = S_i \cdot \gamma_i, \quad (10.2)$$

мұнда $S_i = l_i \times h_i$ – қарастырылатын шығырдың ауданы, м;

γ_i – қарастырылатын шығыр топырағының меншікті салмағы, кН/м³;

БЗ Қосымшасының кестесі бойынша түріне байланысты топырақтың меншікті салмағының орташа шамаларын анықтауға болады.

10.1.10 t_r сырғанау бетіндегі шығырдың топырақ реакциясы немесе ұстап тұру күші келесі формула бойынша анықталады:

$$t_{ri} = c \cdot l_i + N_i \cdot \tan \varphi, \quad (10.3)$$

мұнда φ – топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы, град;

c – топырақ меншікті ілінісуі, кН/м²;

N – G_i шығырдың нормаль салмағын құрастырушы:

$$N_i = G_i \cdot \cos \alpha_i, \quad (10.4)$$

10.1.11 M_r ұстап тұру моменті формуласы:

$$M_r = R \sum t_{ri} = R \sum N_i \cdot \tan \varphi_i + R \sum c_i \cdot l_i, \quad (10.5)$$

α – көкжиекке қатысты сырғанау бетінің көлбеулік бұрышы.

10.1.12 Әрбір шығырдағы жылжыту күштерінің t_d формуласы:

$$t_{di} = G_i \cdot \sin \alpha_i \quad (10.6)$$

10.1.13 Жылжыту моменті M_d формуласы:

$$M_d = R \sum t_{di} = R \sum G_i \cdot \sin \alpha_i \quad (10.7)$$

10.1.14 Қабылданған сырғанау беті үшін еңіс орнықтылық еселеуіші келесі формула бойынша анықталады:

$$F_s = \frac{R \cdot \sum N_i \cdot \tan \varphi_i + R \cdot \sum c_i \cdot l_i}{R \sum t_{di}} \quad (10.8)$$

10.1.15 Егер орнықтылық еселеуіші 1,5 аспаса, үйіндінің еңісі орнықты болып есептеледі, басқа жағдайда еңісті күшейту шарасын қолдану керек.

10.1.16 Бишоп аналитикалық әдісі

Еңістердің ортақ орнықтылығының есептеуінде Бишоптың ықшамдалған әдісімен есептегенде шығырлар арасында пайда болатын көлденең күштерді есепке алады (Сурет 28).

$$G_i + X_{1i} + X_{2i} = N_i \cdot \cos \alpha + t_i \cdot \sin \alpha_i, \quad (10.9)$$

мұнда X_1, X_2 – шығырлар арасындағы көлденең күштер, кН;

t_i – (шығыр асты) беттің шекарасындағы көлденең күштер:

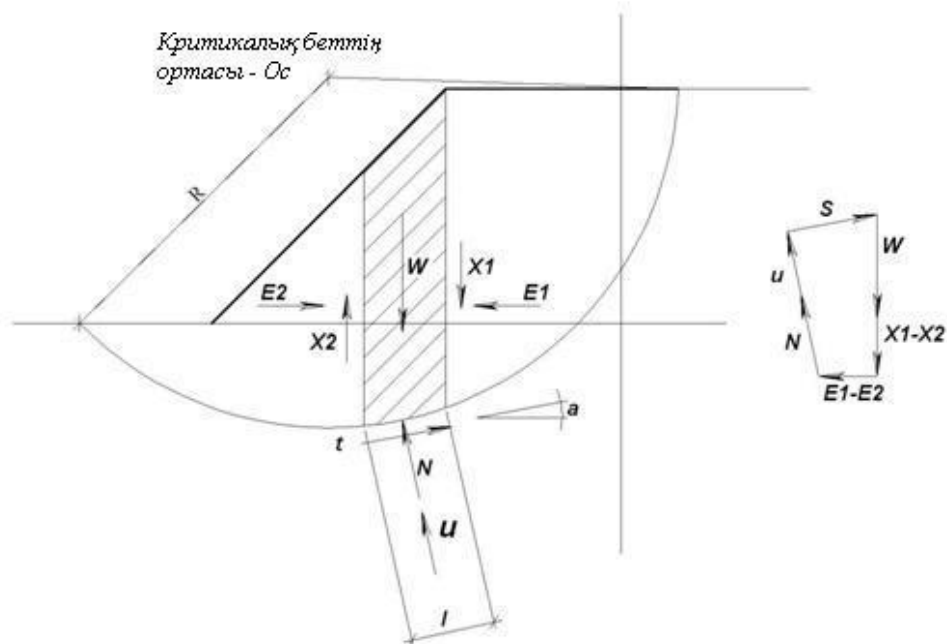
$$t_i = \frac{I}{F} \left[c' \cdot l_i + (N_i' - u \cdot l_i) \tan \varphi' \right], \quad (10.10)$$

мұнда φ' және c' - ішкі үйкелісті бұрыш және топырақтың ілінісуін қатысты мәндер.

10.1.17 Вертикалды бағытта күш проекциялау арқылы:

$$G_i = N_i' \cos \alpha_i + u \cdot l_i \cos \alpha + \frac{c' \cdot l_i}{F} \cdot \sin \alpha + \frac{N_i'}{F} \tan \varphi' \cdot \sin \alpha_i, \quad (10.11)$$

$$N_i' = \frac{\left[G_i - \left(\frac{c' \cdot l_i}{F} \right) \sin \alpha_i - u \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i \right]}{\left[\frac{\cos \alpha_i + \tan \varphi' \cdot \sin \alpha_i}{F} \right]}, \quad (10.12)$$



28-сурет – Бишоп әдісі бойынша есептік сұлба

10.1.18 Көлденең күштердің есепке алуымен сенімділік еселігі сонда мынаған тең:

$$F_s = \frac{I}{\sum G_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \frac{\sum [c' \cdot l_i + \tan \phi' (G_i - u \cdot l_i + X_{li} - X_{2i})]}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s} \right)}, \quad (10.13)$$

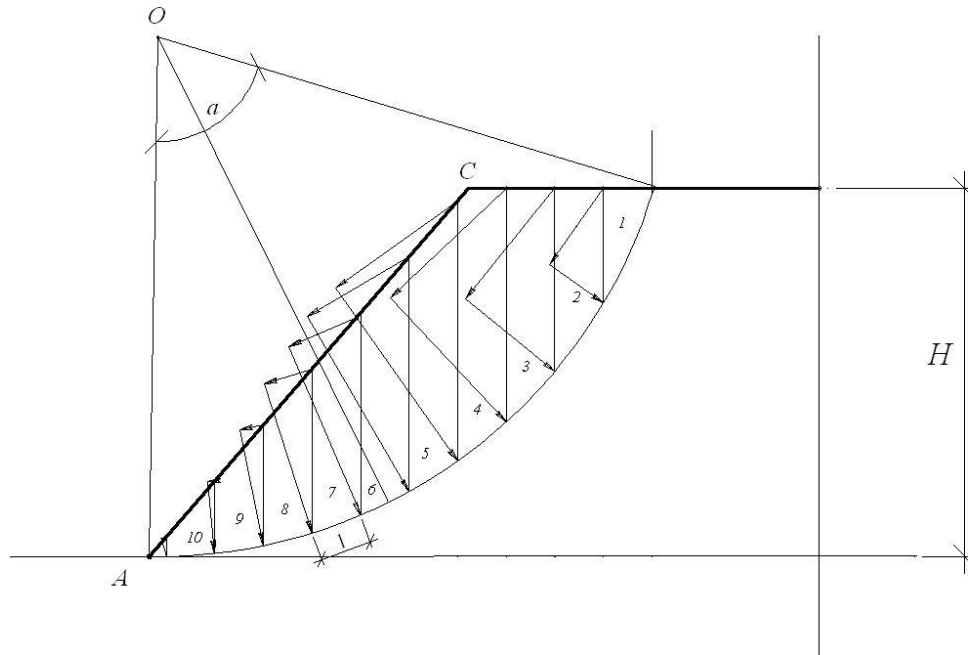
Егер тік құрайтын көлденең күш болса ($X_1, X_2 = 0$), онда (10.13) теңдігі былай болады:

$$F_s = \frac{I}{\sum G_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \left[\frac{c' \cdot l_i + \tan \phi' (G_i - u \cdot l_i)}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s} \right)} \right] \quad (10.14)$$

10.1.19 (10.13) және (10.14) теңдеулердегі F_s -тың мәні сол жақтан да оң жақтан да берілген, сол себепті шешім бірнеше жуықтаулар арқылы алынуы мүмкін. Есептеу F_s кез-келген мәнінен басталады және (10.13) мен (10.14) формулалары бойынша F_s мәніне келгенше дейін қайталайды.

10.2 Графикалық әдіс. Аудандар тәсілі

10.2.1 Аудандардың әдісінің мәні есептеу үшін қажетті нормалы және тангенс күштерінің шамасы және олардың жиынтық мәндері орнықтылық еселеуіші 29-суреттермен график түрінде анықталады.



29-сурет – Аудандардың әдісті еңістің орнықтылығының график түрінде есептелуі

$$F_s = \frac{\sum N \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot l + \sum t_r}{\sum t_d}, \quad (10.15)$$

мұнда

$$\sum N \cdot \operatorname{tg} \varphi = \sum (N + N_i) \operatorname{tg} \varphi, \quad (10.16)$$

$$c \cdot l = \frac{\pi \cdot R}{180} \cdot c \cdot \alpha, \quad (10.17)$$

$$\sum t_{r(d)} = \sum T_i + T, \quad (10.18)$$

мұнда F_s – тұрақтылық коэффициенті;

$N_i T_i$ – топырақ салмағының нормаль және тангенциаль құраушылары (t_d – активті аумақтар, t_r – пассивті);

N, T – негізгі алаңға нормалы және тангенс құрайтын жүктемелері (P);

γ – топырақтың меншікті салмағы, т/м3;

c – топырақтың меншікті ілінісуі, т/м2;

l – сырғанау бетінің ұзындығы, м;

R – сырғанау қисығы радиусы, м;

α – орта бұраш, топырақтың сырғанау бетін анықтайды.

10.2.2 Есептеулер келесі тізбектерде орындалады:

1) 1:100 немесе 1:200 масштабта есепті қисықтарды келтіретін жер төсемінің көлденең профілі сызылады;

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

2) кәдімгі есептеудегідей есептік қисықпен шектелген бөлікті шығырларға бөледі; шығырларды шектейтін сызықтардың түйіскен нүктелер арқылы оның ортасынан сырғанау қисығымен бірге радиус жүргізеді;

3) еңістің сызықтарының және шығырлардың шекарасының қиылысуында жататын нүктелерден сырғанау қисығына тиісті нүктелері арқылы өтетін радиустарға перпендикулярларды түсіреді;

4) N_i және T_i (1 т/м^3 -ке тең топырақтың көлемдік салмағы) мәндеріне сәйкес алынған кесінділерді сырғанау қисығынан проекциясы болып табылатын горизонтальды сызықтан орналастырады. Нормаль және тангенциаль күштер «плюс» таңбасымен болғанда жоғары бөліп шығарып қояды, ал тангенциальды «минус» таңбасымен – төмен жаққа бөліп шығарады. Барлық кесінділердің шеттерін қисықтармен жалғастырады;

5) нормаль және тангенс күштерінің сызықтары және көлденең сызықтармен шектелген фигуралардың аудандарын анықтайды ω_1 , ω_2 , ω_3 , және нормаль мен тангенциаль күштерінің жиынтық мәндерін есептейді:

$$\sum N_i = \omega_1 \cdot \gamma \cdot l, \quad (10.19)$$

$$\sum t_d = \omega_2 \cdot \gamma \cdot l, \quad (10.20)$$

$$\sum t_r = \omega_3 \cdot \gamma \cdot l, \quad (10.21)$$

мұнда ω_1 – көпбұрыштың нормаль күштердің шамасын анықтайтын аудан, м^2 ;

ω_2 , ω_3 – сәйкесінше ұстап тұратын және жылжытатын тангенциаль күштерінің мәндерін көрсететін көпбұрыштардың ауданы, м^2 ;

γ – топырақтың меншікті салмағы, кН/м^3 .

Сырғанау беті бойынша жұмыс істейтін ілініс күші келесі кәдімгі әдіспен анықталады: $\tilde{n} = \sum \tilde{n}_i \cdot l_i$.

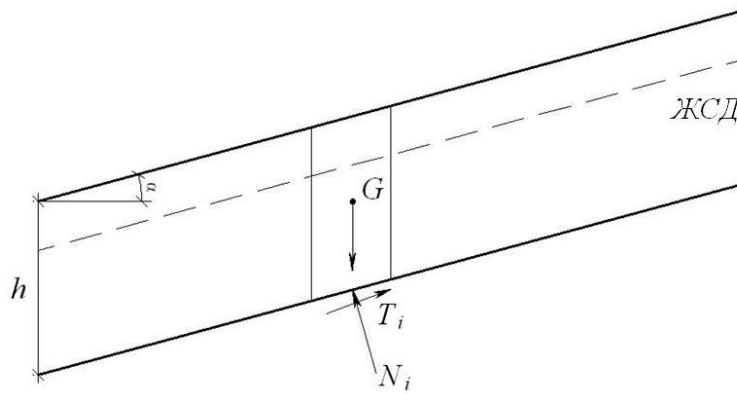
Орнықтылық еселеуіші алған мәндердің есепке алуымен есептеледі $\sum N_i, \sum T_i, \sum c_i \cdot l_i$.

Анықталған сырғанаулардың критикалық қисығы арқылы негізгі әдіс бойынша тұрақтылық еселеуішінің соңғы есептеуін жасайды.

10.3 Параллель сырғанау беттерінің аналитикалық әдісі

10.3.1 Еңістердің орнықтылығының бағалануы үшін еңістің параллель бетін потенциалдық сырғанау беті ретінде есептейді, ал оның орналасуының тереңдігі еңіс ұзындығымен салыстырғанда аз. Осындай жағдайда еңістің ұзындығы шексіз деп алынады, ал оның тұрақтылығын сараптағанда берліген локальды аумақты қарастырумен шектелуге болады.

30-суретте параллель сырғанау беттерінің әдісінің есептік сұлбасы көрсетілген.



30-сурет – Параллель сырғанау беттер әдісі

10.3.2 Демек, егер жер астындағы су деңгейі сырғанау беті және топырақ бетінің арасында жатса, топырақ суға толық қаныққан күйде емес, сенімділік еселігі келесі формула бойынша анықталады:

$$F_s = \frac{tg\varphi}{tga} \quad (10.22)$$

10.3.3 Егер жер астындағы су деңгейі жердің бетімен дәл келсе, сенімділік еселігі келесі формула бойынша анықталады:

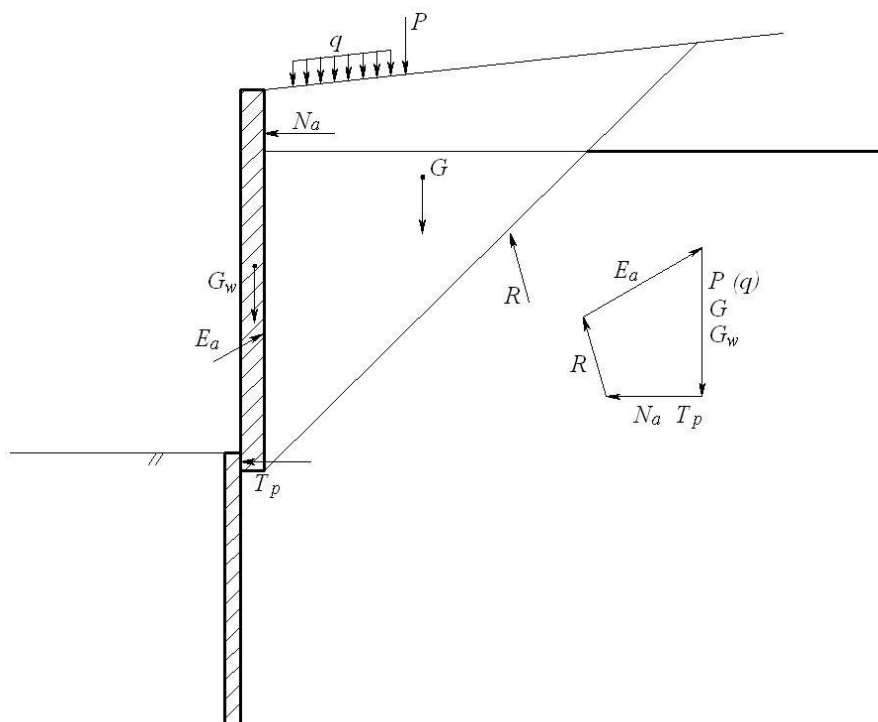
$$F_s = \frac{\gamma' \cdot tg\varphi}{\gamma_{sat} \cdot tga} \quad (10.23)$$

мұнда γ_{sat} – суға қаныққан күйдегі топырақтың дара салмағы, кН/м^3 .

11 АНКЕРЛЕР ҚОЛДАНЫЛҒАН ТІРЕК ИМАРАТЫН ЕСЕПТЕУ

11.1 Қағу тереңдігі үлкен болмағанда анкер түріндегі тірелуі үстінде қабырғаны жоғарғы жағында тірелген шарнирлі жүйе ретінде есептейді.

11.2 Активті қысым артқы жақтан есепке алынады, ал пассивті - алдыңғы жақтан (31-сурет).



31-сурет – Анкерді қолдану арқылы тұрғызылған тірек имаратының есептік сұлбасы

11.3 Активті қысымның интенсивтілігі e_a , активті қысымның теңәсерлеушісі E_a , оның вертикальды және горизонтальды құраушылары E_{ah} және E_{av} , пассивті қысымның интенсивтілігі e_p , оның вертикаль және горизонталь құраушылары E_{ph} және E_{pv} 8-бөлімге сәйкес анықтайды.

11.4 Аударылуға және жылжуға тірек құралымның орнықтылығының тексерулерін жасайды, сенімділік еселігін 8.4 және 8.5 бөлімшелерге сәйкес анықтайды.

11.5 Егер 8.4.3 немесе 8.5 шарттар орындалмаса, N анкер тартуына есептеу өткізу керек.

11.6 N_a анкер тартуын қабырға жұмыс істейтін горизонталь оське проекциясы бойынша анықталады:

$$N_a = \sum Q_d - \sum Q_r, \quad (11.1)$$

мұнда Q_d – есептік жылжыту күші, жылжу бағытта жатқан жылжыту күштердің проекцияларының тең сома, кН;

Q_r – есепті тұтқыр (ұстап тұрушы) күш, мүмкін жылжу бағытта тұтқыр күштердің проекцияларының тең сома, кН.

11.7 Анкердің керекті ұзындығын анықтайды, ол төгілме топырақтары мен анкер материалы арасындағы жылжу қарсылығына байланысты болады.

11.8 Жұлқаға анкердің шамасын ығысу кедергісіне қатысты лабораториялық сынақтармен анықтайды.

11.9 Анкердің тиісті ұзындығы келесі шарттан анықталады:

$$2\tau \cdot F_a \cdot L_a = F_p \cdot N_a, \quad (11.2)$$

$$L_a = \frac{F_p \cdot N_a}{2\tau \cdot F_a}, \quad (11.3)$$

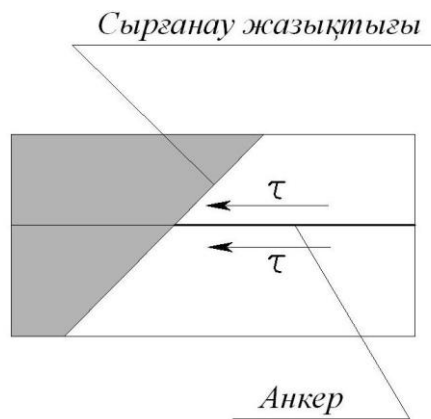
мұнда τ – төгіндінің топырағы мен анкер материалының аралығында ығысу кедергісі;

F_a – сенімділік еселеуіші, 0,75 деп алынады;

L_a – анкердің керекті ұзындығы;

F_p – 1,2 тең деп алынған жүлқуға қатысты анкердің сынағының сенімділік еселеуіші;

11.10 (11.3) формула бойынша анықталған анкердің ұзындығы бұзылудың шартты түрдегі сызығы деп алынады (32-сурет).

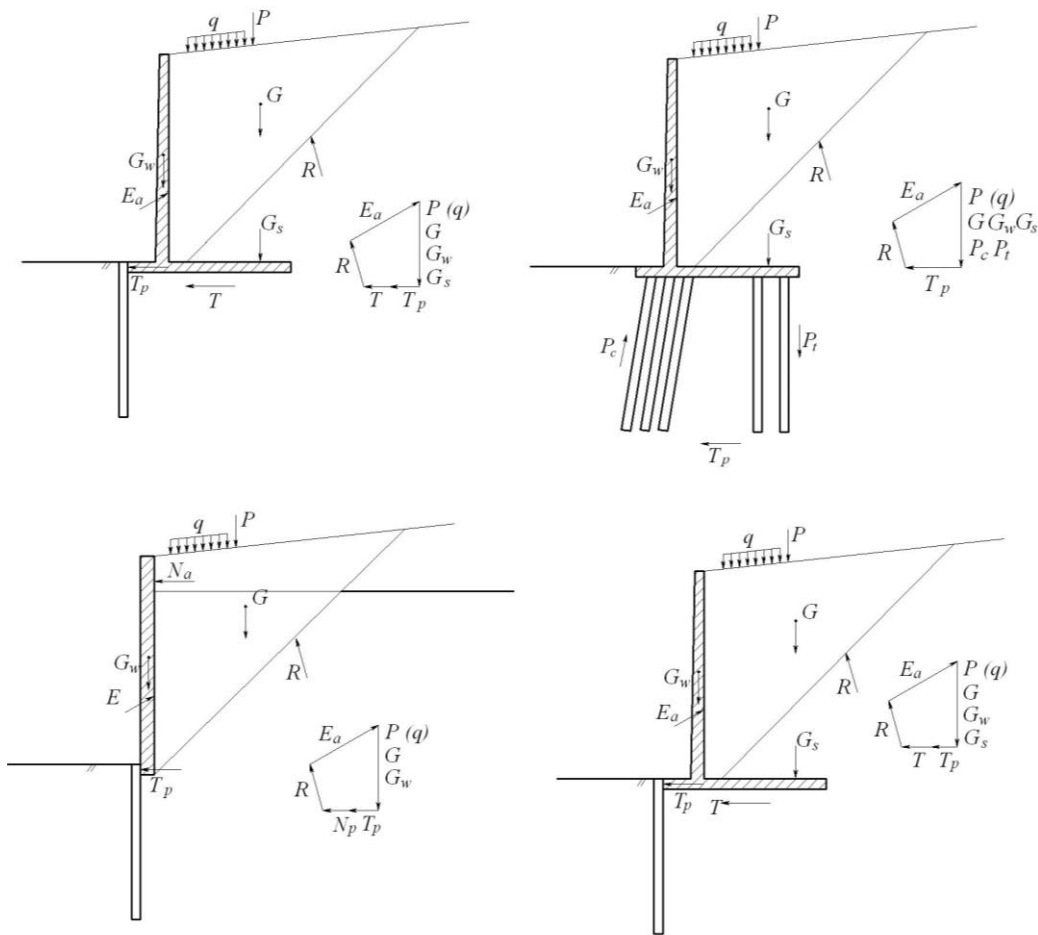


32-сурет – Анкердің жұмысы

12 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАС ҚОЛДАНЫЛҒАН ТІРЕК ИМАРАТЫН ЕСЕПТЕУ

12.1 Демек, анкер бекіткіші тәрізді қада да, солай сияқты 8.4.3 немесе 8.5 шарттардың іске аспаған жағдайында, тірек имаратының тұрақсыз болған кезінде құрылымдық шешім болып табылады.

12.2 Қаданың қолдануы бар тірейтін имараттың есептік сұлбаларының кейбір нұсқалары 33-суретте көрсетілген.



33-сурет – Қаданы қолдану арқылы тірек имаратының есептік сұлбалары

12.3 Активті қысымның интенсивтілігі e_a , активті қысымның теңәсерлеушісі E_a , оның вертикальды және горизонтальды құраушылары E_{ah} және E_{av} , пассивті қысымның интенсивтілігі e_p , оның вертикальды және горизонтальды құраушылары E_{ph} және E_{pv} 8 Бөлімге сәйкес анықталады.

12.4 Қаданың N_p горизонтальды күштерге қарсыласуы қабырға жұмыс істейтін горизонталь оське проекциясы бойынша анықталады:

$$N_{\delta} = \sum Q_d - \sum Q_r, \quad (12.1)$$

мұнда Q_d – есепті жылжып келе жатқан күш, бағытта жылжып келе жатқан күштердің проекцияларының тең сомасына жылжу болуы мүмкін, кН;

Q_r – есепті тұтқыр күш, бағытта тұтқыр күштердің проекцияларының тең сомасына жылжу болуы мүмкін, кН;

12.5 Горизонтальды күштерге қатысты қадаларды тексеру:

$$N_{\delta} \cdot F_s \leq R_p \cdot n, \quad (12.2)$$

мұнда F_s – сенімділік коэффициенті, 1,2 деп алынады;

R_p – жер жағдайларының көлденең жүктемесі, қаданы көлденең қима және ұзындықтың оның материал тәуелді болатын қадалары есепті кедергі;

n – тірек имараттың қаралатын бөлімшесіндегі қаданың жалпы саны.

12.6 Көлденең жүктемеге қаданы есепті кедергісі формула бойынша анықталады:

$$R_p = \frac{R_{p,n}}{F_s}, \quad (12.3)$$

мұнда F_s – сенімділік коэффициент, келесідей анықталады:

1) Егер көлденең жүктемелерге қаданы кедергі дала сынауларының нәтижелері бойынша анықталса, 1,2 тең деп қабылданады;

2) Егер көлденең жүктемелерге қаданы кедергі есептеулер бойынша анықталса, негіздің сынаулары нәтижелер негізінде, немесе 12.1-кесте бойынша 1,4 тең деп қабылданады.

$R_{p,n}$ – горизонталь жүктемеге қаданың нормативтік қарсыласуы.

12.7 Қаданың қарсыласуын анықтау үшін горизонтальды жүктемелерге статикалық сынақтарды өткізу ұсынылады.

12.8 Горизонталь жүктемеге қаданың қарсыласуы.

12.1-кесте – Горизонталь жүктемеге қаданың қарсыласуы

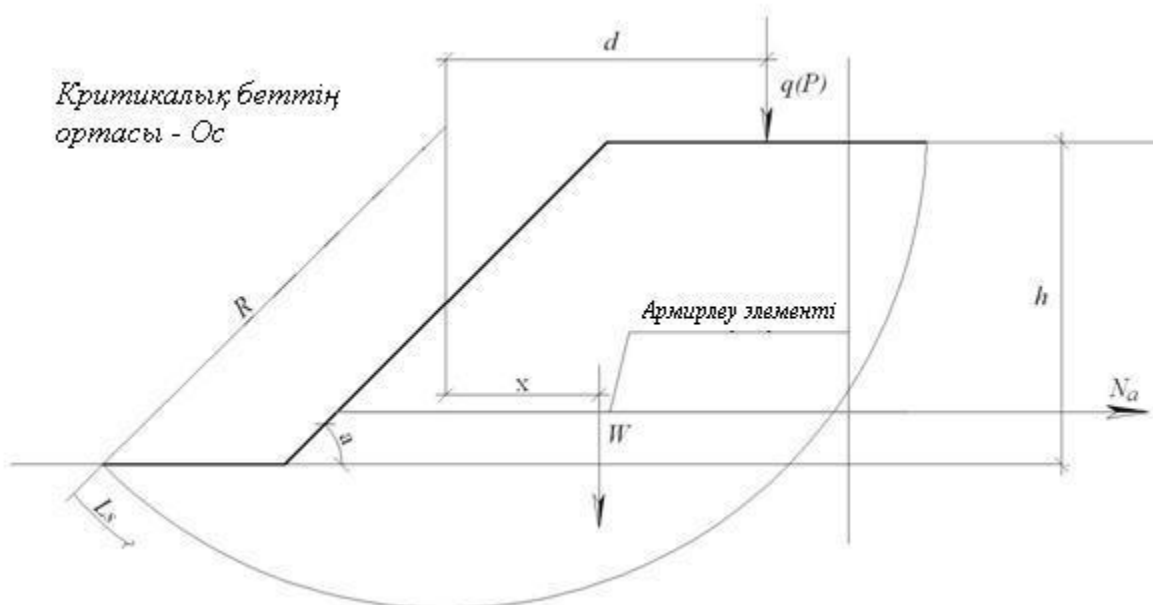
| Негіз топырағы | Қағылу тереңдігі (қағылу) | | Қаданың қарсыласуы, κH | | | | | |
|---|------------------------------|----------------|--|-------|-------|--|-------|-------|
| | ағаш | темірбе тон | Ағаш, қимасы a (диаметр d), см | | | Темірбетон, қимасы a (диаметр d), см | | |
| | | | 30x30 | 35x35 | 45x45 | 30x30 | 35x35 | 45x45 |
| | | | (30) | (40) | (50) | (30) | (40) | (50) |
| Орташа тығыздықты құмдар, құмдақтар, тұтқыр иілгішті саздақ пен саздар | 4,5d | 6a | 26 | 37 | 28 | 60 | 70 | 80 |
| Тозанды құмдар мен құмдақтар, жұмсақилігішті саздақ пен саздар | 5d | 7a | 14 | 15 | 16 | 25 | 30 | 35 |
| Ақпа иілгішті саздақ, саз, құмдақ, балшықтар | 6d | 8a | 5 | 5,5 | 6 | 10 | 15 | 20 |

13 АРМИРЛЕУ ЭЛЕМЕНТТЕРІН ҚОЛДАНУ АРҚЫЛЫ ҮЙІНДІЛЕРДІҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫН ЕСЕПТЕУ

13.1 6,7 бөлімдерде келтіріліген әдістердің бірімен критикалық сырғанау беті анықталады.

13.2 Критикалық жазықтықты жылжытатын және ұстап тұрушы момент күштері анықталады (34-сурет M_r и M_d).

13.3 F_s армирленбеген үйіндінің тұрақтылық қорының еселеуіші анықталады, ол 10 Бөлімдегі әдістердің біріне сәйкес болады.



34-сурет – Еңісті армирлеудің есептік сұлбасы

13.4 Егер 10.1 шарты орындалмаса, онда армирлеу элементтерінің анкер ұстап тұрушысын есептеу керек.

Армирлеудің элементінің ұстап тұру күші N_a горизонтальды күштерге қарсыласуы қабырға жұмыс істейтін горизонталь оське проекциясы бойынша анықталады:

$$N_a = \sum Q_d - \sum Q_r, \quad (13.1)$$

мұнда Q_d – есепті жылжып келе жатқан күш, бағытта жылжып келе жатқан күштердің проекцияларының тең сомасына жылжу болуы мүмкін, кН;

Q_r – есепті тұтқыр күш, бағытта тұтқыр күштердің проекцияларының тең сомасына жылжу болуы мүмкін, кН.

13.5 Армирлеу элементінің керекті ұзындығын анықтайды, ол анкер материалы мен үйінді топырағының жылжуға қарсыласуына тәуелді болады. Жылжуға қарсылық шамасын жұлға армирлеу элементін лабораториялық сынаулар арқылы анықтайды.

13.6 Келесі шарт бойынша армирлеудің элементінің керекті ұзындығы анықталады:

$$2\tau \cdot F_a \cdot L_a = F_p \cdot N_a \quad (13.2)$$

$$L_a = \frac{F_p \cdot N_a}{2\tau \cdot F_a}, \quad (13.3)$$

мұнда τ – армирлеу элементі мен үйінді топырағы арасындағы жылжуға қарсыласуы;

F_a – сенімділік еселеуіші, 0,75 тең деп алынады;

L_a – армирлеу элементінің керекті ұзындығы;

F_p – жүлуға армирлеу элементінің сынақтар бойынша сенімділік еселеуіші 1,2.

13.7 Армирлеу элементінің ұзындығы (13.3) формулесы бойынша анықталған, ол бұзылу сызығының шартты түрі ретінде алынады.

13.8 Ары қарай 10.1 шарты бойынша есептеме жүргізіледі.

14 ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫМДАРДЫҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫНА БАРЛАУ

14.1 Негіздің барлауын сәйкес керекті құрал-жабдықтармен өткізу керек, егер:

1) егер шекті күйлердің келіп қалу қаупі мүмкіндігі төмендігін есептеу жұмыстарымен және тағы басқа шаралармен дәлелдеуге болмаса;

2) есептеудегі жорамалдар сенімді мәліметтерге негізделмесе.

14.2 Келесі факторлар туралы алу үшін барлау жүргізіледі:

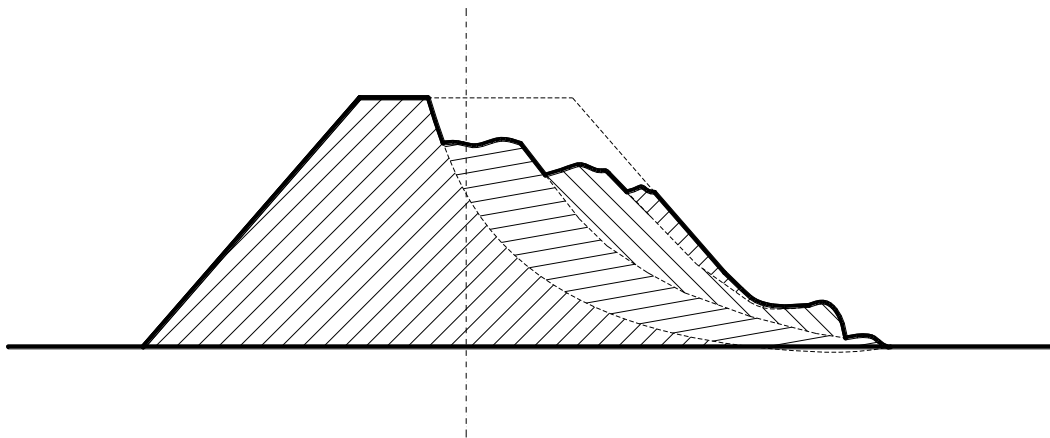
1) топырақтығы кеуектегі қысымдар мен жерасты суларының деңгейі бойынша барлау, мұнда эффективті кернеулер бойынша есептеулер жүргізу мүмкіндігі болуы керек;

2) әрі қарай болатын деформацияларды болжау үшін арналған горизантальды мен вертикальды жылжуларды анықтау;

3) жобалау мен қалпына келтіру жұмыстары үшін енігдердің беріктігін анықтауға жалжымадағы қазғалғыш беттің тереңдігі мен пішінің анықтау;

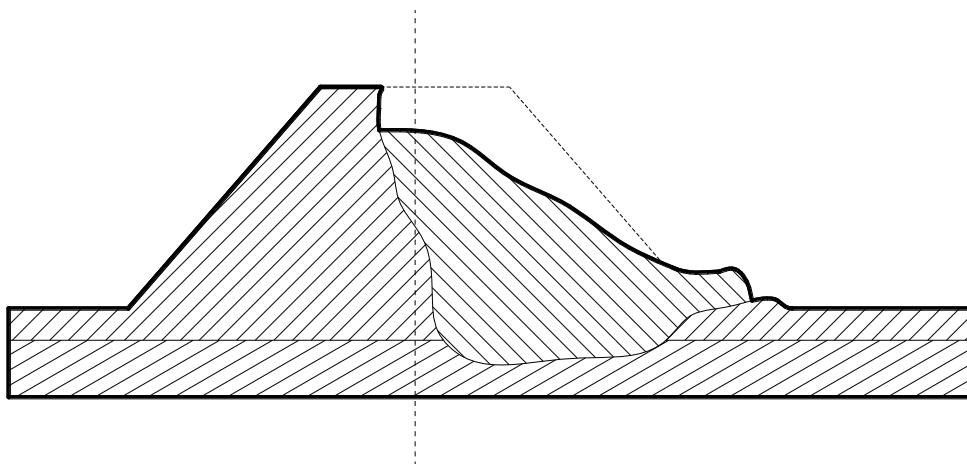
4) келе жатқан қауіпті куәләндыратын топырақ жылжығыштық жылдамдығы; мұндай жағдайларда апатты жағдайларды көрсететін дистанционды жабдықтар мен жүйелер керек.

А ҚОСЫМШАСЫ
(ақпараттық)
ЕҢІСТЕРДІҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫНЫҢ БҰЗЫЛУ ПІШІНДЕРІ



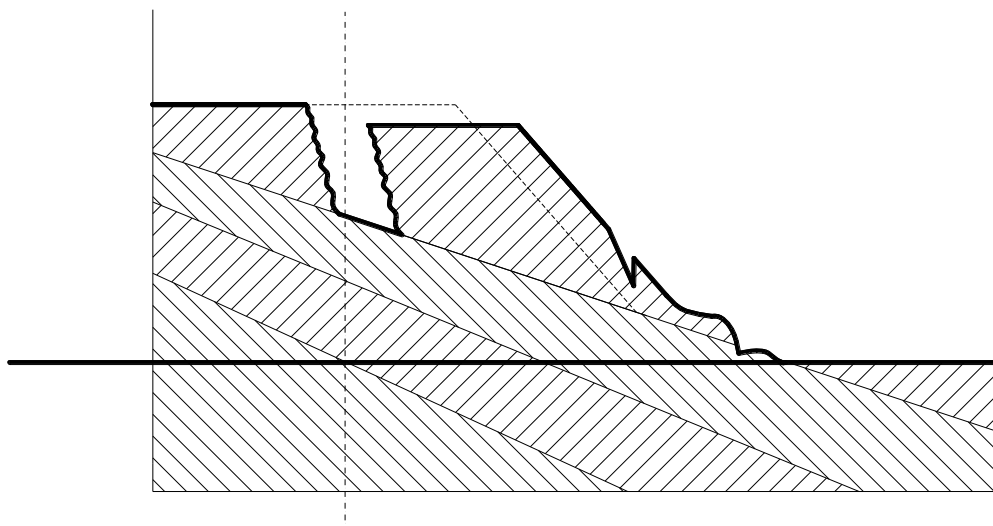
А.1-сурет – Айналу мен кесілу бойынша қирау

Горизонтады ось бойынша белгілі белгілі бір бұрылу арқылы шеңбер цилиндрлік пішінге жақын критикалық беке жақын кесілу бойынша еңістің бір бөлігінің жылжуы.



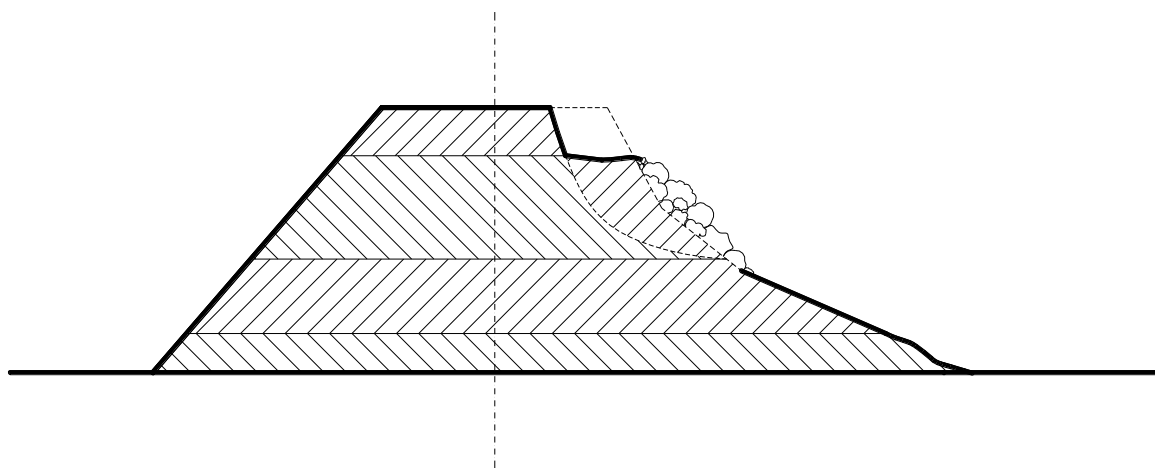
А.2-сурет – Отыру кезіндегі нақыс

Еңістің ішкі жағында немесе негізінде жатқан тұрақсыз топырақ қабаттарының сығу мен шығару арқылы бұйырлі жылжумен вертикальды деформациялар(отыру).



А.3-сурет – Сырғанау

Жерасты қабаттарының көлбеуліктері бойынша еңстіредің жылжуы ж.т.б.



А.4-сурет – Жылжымалы көшкін

Жер массалырының бүйірлі қысымы мен нашар қабат бойынша сүзгіштік қысым немесе сазды қабаттың горизонтальды жатуында оның дымқылданған беті бойынша горизонтальды жылжуы.

Б ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҚТЫ ЕСЕПТЕУ МЫСАЛДАРЫ**Мысал 1**

Тірек имаратының қабырғасына топырақтың активті мен пассивті қысымдарын аналитикалық әдіспен анықтау

Берілген**Қабырға өлшемдері:**

Үсті бойынша қалыңдығы $a = 1,2$ м;

Қабырға табанының қалыңдығы $b = 3,5$ м;

Қабырға биіктігі $H = 8$ м;

Іргетас биіктігі $d = 2$ м;

Артқы шетінің вертикальға қатысты көлбеулік бұрышы $\varepsilon = 8^{\circ}$.

Үйінді топырағы:

ұсақ құм, меншікті салмағы $\gamma_{\text{зас}} = 20$ кН/м³;

ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 26^{\circ}$;

қабырғаның артқы шеті бойынша үйіндінің топырағының үйкеліс бұрышы $\delta = 2^{\circ}$;

көкжиекке қатысты үйінді бетінің көлбеулік бұрышы $\alpha = 10^{\circ}$.

Іргетас табаны астындағы топырақ (саз):

Меншікті салмақ $\gamma = 22$ кН/м³;

ылғалдылық $\omega = 0,17$;

қатты түйіршіктердің меншікті салмағы $\gamma_s = 28$ кН/м³;

іртгетас атсы бойынша есептік қарсыласу $R = 600$ кПа.

Үйінді беті бойынша түсетін жүктеме:

$q = 50$ кПа;

Есептеу:

Салмағы бойынша эквивалентті биіктігі h_q , болатын топырақ қабатына біртекті таралған жүктемені ауыстырамыз, формула (20):

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{fs}} = \frac{50}{20} = 2,5 \text{ м},$$

(3) және (4) формулалар бойынша активті қысым коэффициенттерін анықтаймыз:

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,131})^2} \cdot \frac{\cos^2(26 - 8)}{\cos^2 8 \cdot \cos(8 + 2)} = 0,50;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(26 + 2) \cdot \sin(26 - 10)}{\cos(8 + 2) \cdot \cos(10 - 8)} = 0,131,$$

Ескертпе - ε мен α мәндері теріс болғанда олардың алдындағы таңбалар теріс болып өзгереді

Активті қысымның интенсивтілік ординаталық эпюраларын анықтаймыз, (8.17) және (8.18) формулалары:

Қабырғаның жоғарғы жағы бойыеша активті қысымның интенсивтілігінің ордината эпюралары:

$$e_{aw} = \gamma_{fs} \cdot h_q \cdot \xi_a = 20 \cdot 2,5 \cdot 0,50 = 25 \text{ кН / м}$$

Іргетас табаны деңгейіндегі активті қысым интенсивтілігінің ордината эпюралары:

$$e_{af} = \gamma_{fs} \cdot (h_q + H) \cdot \xi_a = 20 \cdot (2,5 + 8) \cdot 0,50 = 105 \text{ кН / м},$$

Интенсивтілікті құраушы горизонталь e_{ah} мен вертикаль e_{av} құраушылардың өлшемдерін анықтау, формула (8.5) және (8.6):

$$e_{awh} = e_{aw} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 25 \cdot \cos(8 + 2) = 24,6 \text{ кН / м},$$

$$e_{awv} = e_{aw} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 25 \cdot \sin(8 + 2) = 4,34 \text{ кН / м},$$

$$e_{afh} = e_{af} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 105 \cdot \cos(8 + 2) = 103,4 \text{ кН / м},$$

$$e_{afv} = e_{af} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 105 \cdot \sin(8 + 2) = 18,23 \text{ кН / м}.$$

Активті қысымның тең әсерлі эпюраларын анықтау, формула (8.23):

$$E_a = \frac{e_{aw} + e_{af}}{2} \cdot H = \frac{105 + 25}{2} \cdot 8 = 520 \text{ кН}$$

Тең әсерлікті құраушы горизонталь E_{ah} және вертикаль E_{av} өлшемдерін анықтау формула (9) және (10):

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 520 \cdot \cos(8 + 2) = 512,1 \text{ кН},$$

$$E_{av} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 520 \cdot \sin(8 + 2) = 90,3 \text{ кН}$$

Биіктігі h болатын тірек қабырғасының іргетасының алдыңғы шетіне пассивті қысымның интенсивтілігін e_p өлшемін анықтау, формула (8.10) және (8.11):

$$e_p = \gamma_{fs} \cdot z \cdot \xi_p = 22 \cdot 2 \cdot 2,56 = 112,64 \text{ кН / м},$$

$$\xi_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{26}{2} \right) = 2,56$$

Пассивті қысымының теңәсерлігін өлшемдерін анықтау, формула (8.12):

$$E_p = \frac{\gamma_{fs} \cdot h^2}{2} \cdot \xi_p = \frac{22 \cdot 2^2}{2} \cdot 2,56 = 112,64 \text{ кН},$$

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

Пассивті қысымның теңәсерлік мәнін ең соңында E_p -нің $1/3$ бөлігі ретінде алынады, себебі шекті жылжулардан асатын кезде соққы реакциялары активизацияланады.

$$E_p = \frac{112,64}{3} = 37,5 \text{ кН},$$

Мысал 2

Тірек имаратының қабырғасына активті және пассивті қысымның анықтаудағы графоаналитикалық әдіс

Бастапқы мәндер – мысал 1.

Суретте Б1 графоаналитикалық тұрғызу нәтижелері көрсетілген, алынған үбұрыш келесі ауданға тең:

$$A = \frac{h \cdot a}{2} = \frac{7,25 \cdot 7,75}{2} = 28,1 \text{ м}^2,$$

$H+h_q$ биіктігі бар қабырғаға әрекет ететін активті қысымды анықтау формуласы (8.14):

$$E_{a,ref} = F \cdot \gamma_f = 28,1 \cdot 20 = 562 \text{ кН},$$

H биіктігі бар қабырғаға берілген қысымды анықтау үшін іргетас табаны мен тірек қабырғасының үстінгі деңгейлерінде активті қысымының интенсивтілік ордината эпюраларын анықтаймыз, олар графоаналитикалық анықталға, формула (8.20):

$$e_{af}^g = \frac{2 \cdot E_{a,ref}}{l \cdot (H + h_q)} = \frac{2 \cdot 562}{1 \cdot (8 + 2,5)} = 107,04 \text{ кН / м},$$

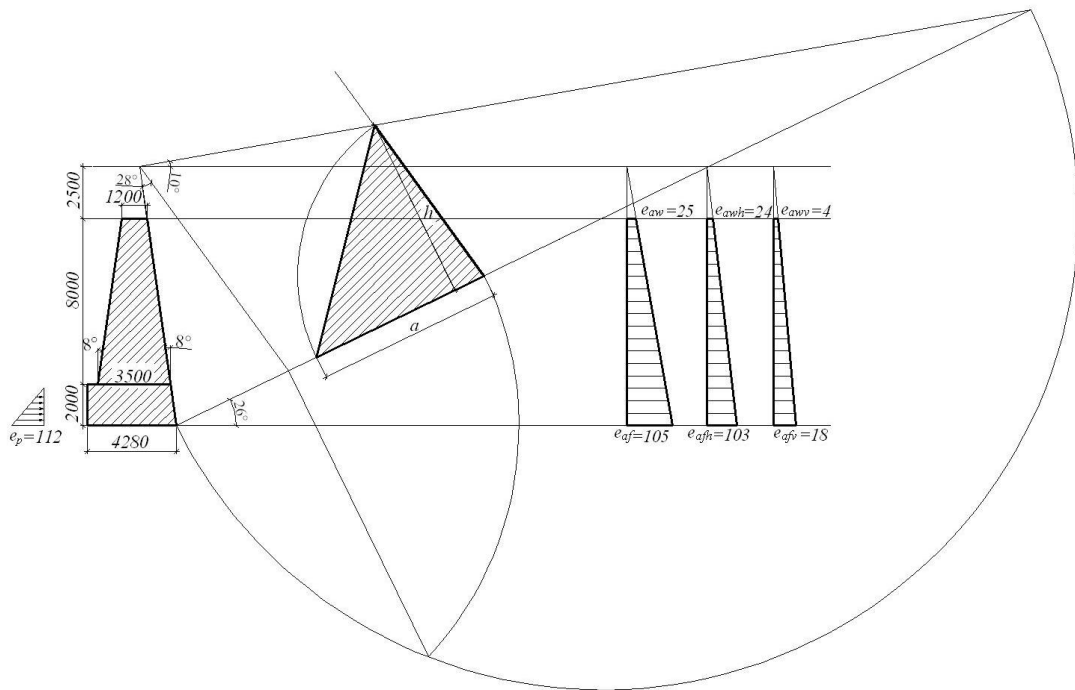
$$e_{aw}^g = e_{af}^g \frac{h_q}{H + h_q} = 107,04 \frac{2,5}{8 + 2,5} = 25,48 \text{ кН / м},$$

H биіктікпен берілген қабырға үшін активті қысымның теңәсерлігін анықтаймыз, формула (8.23):

$$E_a^g = \frac{e_{aw}^g + e_{af}^g}{2} \cdot H = \frac{107,04 + 25,48}{2} \cdot 8 = 535,2 \text{ кН},$$

Графоаналитикалық E_a^g пен аналитикалық E_a мәндер арасындағы айырмашылық 5%-тен аспауға тиісті:

$$\Delta = \frac{E_a^g - E_a}{E_a} \cdot 100 = \frac{535,2 - 520}{520} \cdot 100 = 2,92\% < 5\%.$$



Б.1-сурет – Графоаналитикалық әдіс

Мысал 3

Аударылуға қарсы тұрақтылықты есептеу

Берілге мәліметтер – мысал 1, мысал 2.

Есептеу:

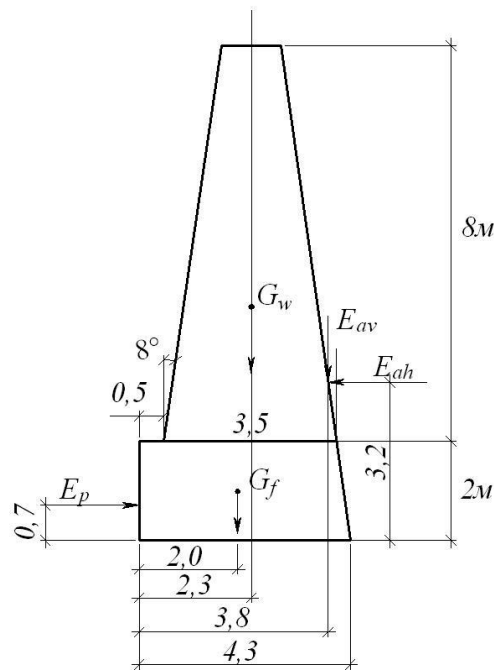
Аударылуға қарсы тұрақтылық (8.36) формула бойынша анықталады. Ұстаптұрушы және аударма моменттер Б1 Кестесінде берілген.

Б.1-кесте – Ұстаптұрушы және аударушы моменттерді есептеу

| Нормативті күш, кН | Есептік күш, кН | Иің, м | Момент, кНм | |
|-------------------------|--------------------------------------|--------|-------------------------|--------------------|
| | | | Ұстап тұрушы күш, M_r | Аударма күш, M_d |
| $G_w=451 \text{ кН}$ | $G_w=0,9 \cdot 451= 406\text{кН}$ | 2,3 | 934 | |
| $G_f=187 \text{ кН}$ | $G_f=0,9 \cdot 187= 168\text{кН}$ | 2,0 | 336 | |
| $E_{ah}=512 \text{ кН}$ | $E_{ah}=1,2 \cdot 512= 614\text{кН}$ | 3,2 | | 1965 |
| $E_{av}=90 \text{ кН}$ | $E_{av}=1,2 \cdot 90= 108\text{кН}$ | 3,8 | 410 | |
| $E_p=37,5 \text{ кН}$ | $E_p=1 \cdot 37,5=37,5 \text{ кН}$ | 0,7 | 26 | |
| | | | 1706 | 1965 |

$$F_s \leq \frac{M_r}{M_d} = \frac{1706}{1965} = 0,87 < 1,5$$

Сәйкес (8.36) шарты орындалып тұр.



Б.2-сурет – Қабырғаның көлбеулік қимасы

Мысал 4**Жылжуға қарсы тұрақтылықты есептеу**

Берілген – мысал 1, мысал 2.

Есептеу:

Іргетас табаны бойынша жылжуға қарсы қабырға тұрақтылығын есептеу Б1 Кестесін қолдану арқылы формула (8.37) бойынша есептеледі.

Қозғалту күші:

$$Q_d = E_{ah} - E_p = 614 - 37,5 = 576,5 \text{ кН}$$

Ұстап тұру күші:

$$Q_r = \Psi \cdot (G_w + G_f + E_{av}) = 0,3 \cdot (406 + 168 + 108) = 204,6 \text{ кН}$$

мұнда Ψ – топырақ бойынша үйкеліс коэффициенті (Кесте Б2), құрғақ саз үшін 0,3.

$$F_s \leq \frac{Q_r}{Q_d} = \frac{204,6}{576,5} = 0,35 < 1,5$$

Осыған сәйкес (8.37) шарты орындалмайды.

Жалпы тұрақтылықтың 3 және 4 есептемесі тірек қабырғасының тұрақсыздығын көрсетті, яғни қабырғаның өлшемдерін үлкейтуге қажет, қабырға табанының қалыңдығын үлкейту, үйінді топырақтарын басқа берікті топырақтармен ауыстыру ж.т.б.

Б.2-кесте – Топырақ бойынша үйкеліс коэффициенті

| Топырақ түрі | Коэффициент мәні |
|--|------------------|
| - Саздар мен жартас жыныстар (саз әктастар, сланецтер және т. б.): | |
| ылғалды күйде, | 0,25 |
| кұрғақ күйде | 0,30 |
| - Құмдақ пен саздақтар | 0,30 |
| - Құмдар | 0,40 |
| - Қиыршықтастар | 0,50 |
| - Сабындалмайтын беті жоқ жартасты жыныстар | 0,60 |

Мысал 5**Тірек имараты еңісінің күрделі келбеті**

Тірек имаратының жалпы тұрақтылығын есептеу үшін топырақтың қабырғаға активті қысымын анықтау (Сурет Б.3).

Берілген

қабырға ұзындығы $h = 6$ м;

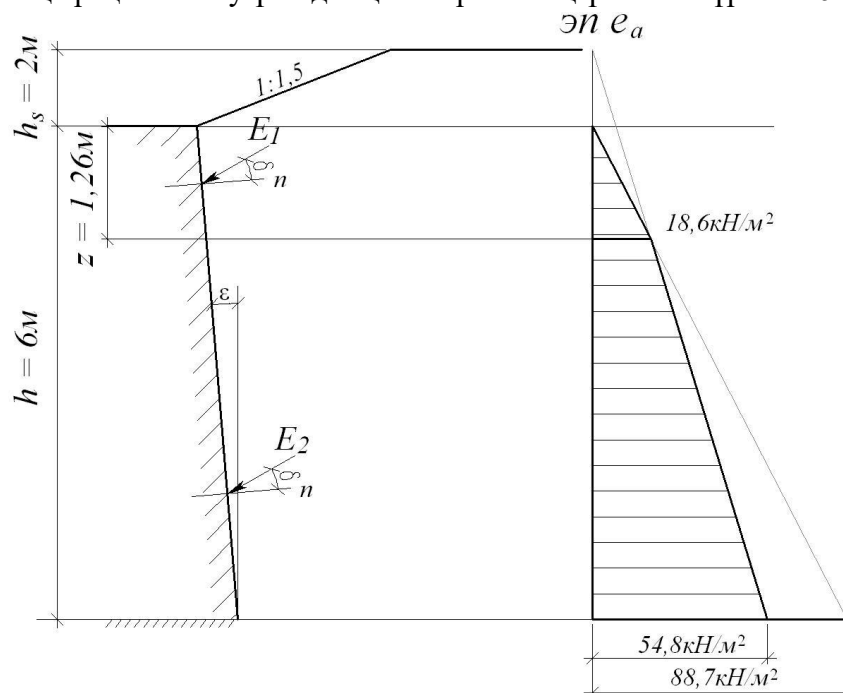
еңіс биіктігі $h_s = 2$ м;

еңіс көлбеулігі 1:1,5

ірілігі орташа құм, меншікті салмақ $\gamma_f = 17$ кН/м³;

ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 35^\circ$;

қабырғаның артқы шетіну үйіндінің топырағының үйкеліс бұрышы $\delta = 10^\circ$.



Б.3-сурет – 5 мысалдың есептік сұлбасы

Есептеу:

Көкжиекке қарай жарты еңістің көлбеулік бұрышын анықтаймыз:

$$\alpha = \arctg \frac{1}{1,5} = \arctg 0,667 = 33^{\circ} 40'$$

Вертикальға байланысты қабырғаның көлбеулік бұрышын анықтаймыз:

$$\varepsilon = \arctg 0,333 = 18^{\circ} 30'$$

Еңіс болғандағы топырақтың қабырғаға активті қысым еселеуіші:

$$\xi_a^s = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,024})^2} \cdot \frac{\cos^2(35^{\circ} - 18^{\circ} 30')}{\cos^2 18^{\circ} 30' \cdot \cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ})} = 0,87;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(35^{\circ} + 10^{\circ}) \cdot \sin(35^{\circ} - 33^{\circ} 40')}{\cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ}) \cdot \cos(18^{\circ} 30' - 33^{\circ} 40')} = 0,024$$

Қыбырғаның бетінің горизонталь болғандағы топырақтың активті қысым еселеуіші:

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,024})^2} \cdot \frac{\cos^2(35^{\circ} - 18^{\circ} 30')}{\cos^2 18^{\circ} 30' \cdot \cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ})} = 0,403;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(35^{\circ} + 10^{\circ}) \cdot \sin(35^{\circ})}{\cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ}) \cdot \cos(18^{\circ} 30')} = 0,486$$

Ескертпе - ε мен α теріс мәндері болғанда осы бұрыштар алдындағы таңбалар теріс болып өзгертіледі

Қысым эпюраларының астыңғы ординаталары:

$$e_a^1 = \gamma \cdot h \cdot \xi_a^s = 0,87 \cdot 17 \cdot 6 = 88,7 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$e_a^2 = \gamma \cdot (h + h_s) \cdot \xi_a = 0,403 \cdot 17 \cdot 8 = 54,8 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Эпюралары қиылысатын z тереңдігі мәні:

$$\gamma \cdot z \cdot \xi_a^s = \gamma \cdot (h_s + z) \cdot \xi_a$$

Теңдікті шешкенен кейін:

$$z = \frac{2}{(0,87 / 0,403) - 1} = 1,26 \text{ м}$$

Осы тереңдікте қысым эпюра ординатасы:

$$e_a^z = \gamma \cdot z \cdot \xi_a^s = 17 \cdot 1,26 \cdot 0,87 = 18,6 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Теңәсерлік мәні сәйкес:

$$E_a = E_1 + E_2 = \frac{18,6 \cdot 1,26}{2} + \frac{(18,6 + 54,8) \cdot (6 - 1,26)}{2} = 12 + 174 = 186 \text{ кН} / \text{м}$$

Жалпы тұрақтылықты 1 мысалға сәйкес жүргізеді.

Мысал 6

Топырақтың әрқабаттылығының әсері

Тірек имаратының жалпы тұрақтылығын анықтау үшін топырақтың активті қысымын анықтау керек (Сурет Б.4).

Берілгені

Қабат 1 – құм:

Қабат қалыңдығы $h_1 = 5$ м;

Меншікті салмақ $\gamma_{f1} = 16$ кН/м³;

Ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 35^\circ$;

Қабырғаның артқы шетіне қарай топырақ үйіндісінің үйкеліс бұрышы $\delta = 14^\circ$.

Қабат 2 – саздақты топырақ:

Қабат қалыңдығы $h_2 = 4$ м;

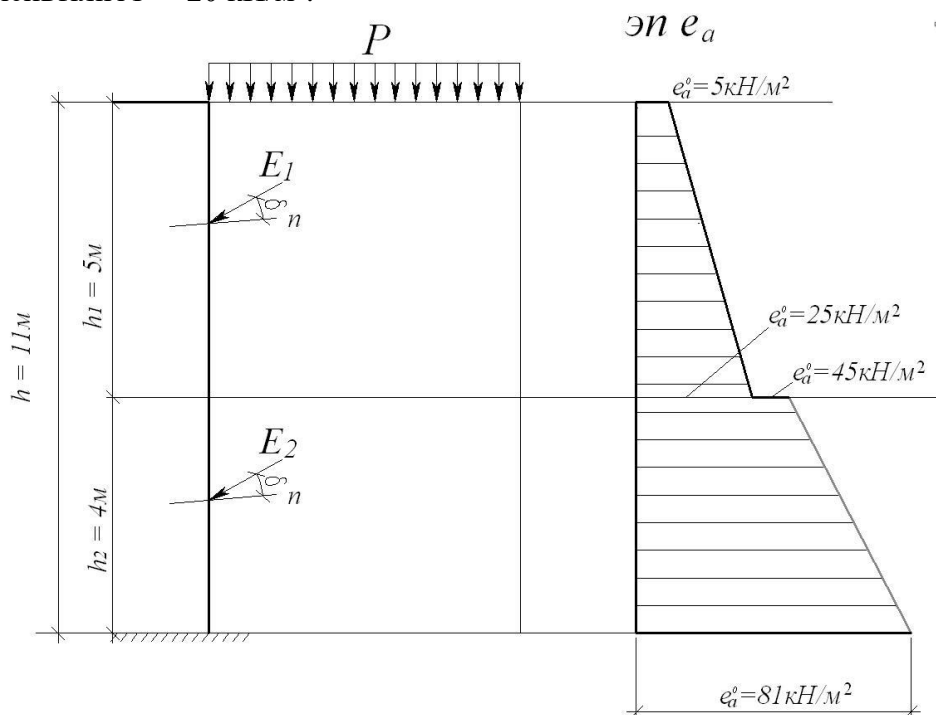
Меншікті салмақ $\gamma_{f2} = 20$ кН/м³;

Ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 20^\circ$;

Қабырғаның артқы шетіне қарай топырақ үйіндісінің үйкеліс бұрышы $\delta = 10^\circ$.

Үйінді бетіне түсетін жүктеме:

Интенсивтілігі $P = 20$ кН/м².



Б.4-сурет – 6 мысалдың есептік сұлбасы

Есептеу:

Қабырғаға түсетін топырақ активті қысымының коэффициенті:

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

Қабат 1

$$\xi_a^1 = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,446})^2} \cdot \frac{\cos^2(35^\circ)}{\cos^2 0 \cdot \cos(14^\circ)} = 0,248;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(35^\circ + 14^\circ) \cdot \sin(35^\circ)}{\cos(14^\circ) \cdot \cos(0)} = 0,446$$

Қабат 2

$$\xi_a^1 = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,174})^2} \cdot \frac{\cos^2(20^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cdot \cos(10^\circ)} = 0,447;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(20^\circ + 10^\circ) \cdot \sin(20^\circ)}{\cos(10^\circ) \cdot \cos(0^\circ)} = 0,174$$

Қабырғаның үсті бойынша қысым эпюра ординаталары:

$$e_a^0 = \xi_a^1 \cdot P = 0,248 \cdot 20 = 5 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Қабат араларындағы беттер үстінде:

$$e_a^1 = e_a^0 + \xi_a^1 \cdot \gamma_{f1} \cdot h_1 = 5 + 0,248 \cdot 16 \cdot 5 = 25 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Қабат араларындағы беттер астында:

$$e_a^{1'} = \xi_a^2 (\gamma_{f1} \cdot h_1 + P) = 0,447(16 \cdot 5 + 20) = 45 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Қабырға табаны деңгейінде:

$$e_a^2 = e_a^{1'} + \xi_a^2 \cdot \gamma_{f2} \cdot h_2 = 45 + 0,447 \cdot 20 \cdot 4 = 81 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Жүктемені есепке алғандағы әрбір қабат үшін қысым теңәсерлік мәндері:

$$E_a^1 = \frac{e_a^0 + e_a^1}{2} \cdot h_1 = \frac{5 + 25}{2} \cdot 5 = 75 \text{ кН} / \text{м}$$

$$E_a^2 = \frac{e_a^{1'} + e_a^2}{2} \cdot h_2 = \frac{45 + 81}{2} \cdot 4 = 250 \text{ кН} / \text{м}$$

Активті қысымның интенсивтілігінің жалпы теңәсерлігі:

$$E_a = E_a^1 + E_a^2 = 75 + 250 = 325 \text{ кН} / \text{м}$$

Жалпы тұрақтылықты 1 мысалға сәйкес өткізеді.

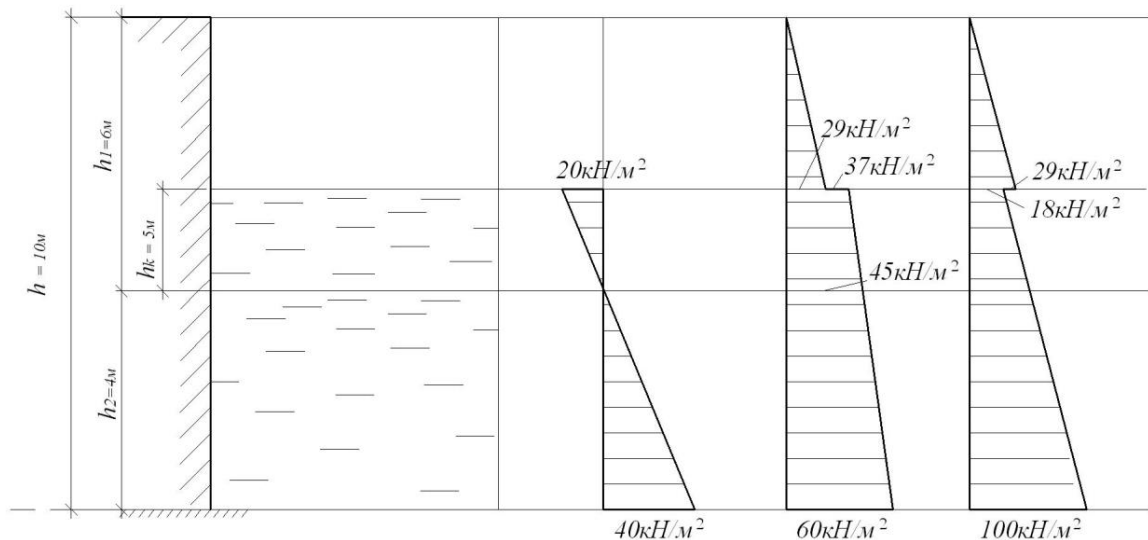
Мысал 7

Жерасты суларының қысымының әсері

Тірек имараттың ортақ орнықтылығының есептеуі үшін (Сурет Б.5) Суреті қабырғаға жердің белсенді қысымы анықтауға керек.

Бастапқы мәліметтер

Тірек имарат қабырғасының ұзындығы $h=10\text{м}$;
 Жерасты сулар деңгейі (ж.с.д) $h_w = 6\text{ м}$;
 суды көтеруді капиллярлы деңгей (с.к.д) $h_k = 2\text{ м}$;
 топырақ – құмдақ;
 түйіршіктер меншікті салмағы $\gamma_s = 27\text{ кН/м}^3$;
 кеуектілік еселігі $e = 0,65$;
 жерасты суларының жоғары деңгейіндегі ылғалдылық $s = 20\%$;
 қабырғаның артқы шетіне үйінді топырағының үйкеліс бұрышы $\delta = 0^\circ$.



Б.5-сурет – 7 мысалдың есептік сұлбасы

Есептеу:

Топырақтың меншікті салмағы, с.к.д. деңгейінен жоғары:

$$\gamma = \frac{\gamma_s (1 + s)}{1 + e} = \frac{27(1 + 0,2)}{1 + 0,65} = 19,5 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Капилляр көтеруін аймақтағы жердің көлемдік салмағы:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + \gamma_w \cdot e}{1 + e} = \frac{27 + (1 \cdot 0,65)}{1 + 0,65} = 20,3 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Суда өлшенген топырақтың көлемдік салмағы:

$$\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20,3 - 10 = 10,3 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$\alpha=0$, $\delta=0$ и $\varepsilon=0$ кезіндегі топырақтың активті қысымының (формула 5):

$$\xi_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{27^\circ}{2} \right) = 0,375$$

Бейтарап қысымның эпюрасының ординатасы сулар деңгейде капилляр көтеруі теріс және $\gamma_w h_k = 20\text{ кН/м}^3$ тең болады.

Бейтарап қысымның деңгейде гравитациялық суы нөлге тең.

Демек, қасында h_2 тірейтін имараттың қабырғасының табандары деңгейде тереңдікке, бейтарап қысымның эпюрасының ординатасы $\gamma_w h_2 = 40\text{ кН/м}^3$ тең.

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

Капилляр суының асты және үсті жағынан эффективті қысым эпюраларының ординаталары:

$$e_a^k = \gamma (h - h_k) \xi_a = 19,5 \cdot 4 \cdot 0,375 = 29 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$e_a^{k^*} = [\gamma(h - h_k) + \gamma_w \cdot h_k] \xi_a = [19,5 \cdot (6 - 2) + 10 \cdot 2] 0,375 = 37 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Гравитациялық судың деңгейінде:

$$e_a^w = [\gamma(h - h_k) + \gamma_{sat} \cdot h_k] \xi_a = [19,5(6 - 2) + 20,3 \cdot 2] 0,375 = 45 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Тірек имаратының қабырғасы табанында:

$$e_a^{w^*} = [\gamma(h - h_k) + \gamma_{sat} \cdot h_k + \gamma_d \cdot h_2] \xi_a = [19,5(6 - 2) + 20,3 \cdot 2 + 10,3 \cdot 4] \times \\ \times 0,375 = 60 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Мысал 8

Анкерді қолдану арқылы тірек имаратты есептеу

Бастапқы мәліметтер

Үйінді топырағы – құм;

Меншікті салмақ $\gamma_{fs} = 18 \text{ кН/м}^3$;

Ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 30^\circ$;

Қабырғаның артқы шетіне үйінді топырағының ішкі үйкеліс бұрышы $\delta = 10^\circ$.

Қабырға сипаттамалары:

Қабырға қалыңдығы $a = 0,8 \text{ м}$;

Қабырға биіктігі $H = 8 \text{ м}$;

Қабырға тұрғызу тереңдігі $h_2 = 2 \text{ м}$;

Қабырға саламағының есептік мәні $G_w = 72 \text{ кН}$.

Анкердің сипаттамалары:

Қабырғаның үстінгі бөлігінен анкерге дейінгі арақшықтық $h = 2 \text{ м}$;

Анкер материалы мен үйінді топырағы арасындағы жылжуға қарсылық $\tau = 20 \text{ кН/м}$;

Активті қысым еселігі $\xi_a = 0,333$;

Пассивті қысым еселігі $\xi_p = 3$.

Актив және пассив қысымның тең әсерлі күштерін анықтаймыз:

$$E_a = \frac{\gamma_{fs} (H + h_2)^2}{2} \xi_p = \frac{18 \cdot 10^2}{2} 0,333 = 300 \text{ кН}$$

$$E_p = \frac{\gamma_{fs} \cdot h_2^2}{2} \xi_p = \frac{18 \cdot 2^2}{2} 3 = 108 \text{ кН}$$

Жұмыс істейтін күштердің есептік мәндері:

$$G_w = 72 \cdot 0,9 = 65 \text{ кН};$$

$$E_a = 300 \cdot 1,2 = 360 \text{ кН};$$

$$E_p = 108 \cdot 1 = 108 \text{ кН}.$$

ҚР НТҚ 07-01.6-2012

Б.7-суретінде 7.2 бөлімшесі бойынша анықталған тұрақсыз сырғанау беттерінің орталары көрсетілген.

Еңістің тұрақтылық есептемесі 1-ші сырғанау беті мысалында берілген (Сурет Б.8)

Шығырлар аудандары:

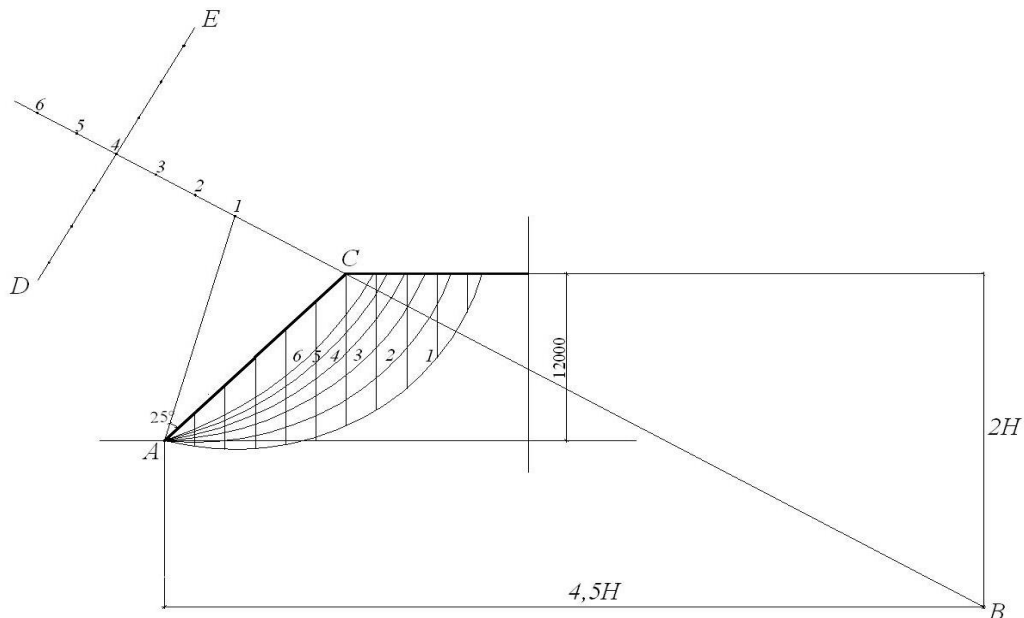
$$\text{Шығыр 1: } S_1 = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{2,5 \cdot 2,0}{2,0} = 2,5 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 2: } S_1 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(2,5+4,6)2,0}{2,0} = 7,1 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 3: } S_3 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(4,6+6,6)2,0}{2,0} = 11,2 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 4: } S_4 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(6,6+8,3)2,0}{2,0} = 14,9 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 5: } S_5 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(8,3+9,8)2,0}{2,0} = 18,1 \text{ м}^2$$



Б.7-сурет – Сырғанау беттерінің орталары

$$\text{Шығыр 6: } S_6 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(9,8+11,0)2,0}{2,0} = 20,8 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 7: } S_7 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(11,0+9,8)2,0}{2,0} = 20,8 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 8: } S_8 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(9,8+8,2)2,0}{2,0} = 18,0 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 9: } S_9 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(8,2+6,1)2,0}{2,0} = 14,3 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 10: } S_{10} = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(6,1+2,7)2,0}{2,0} = 8,8 \text{ м}^2$$

$$\text{Шығыр 11: } S_{11} = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{2,7 \cdot 2,0}{2,0} = 2,7 \text{ м}^2$$

$$\text{Ұстап тұрушы момент } M_r = R \cdot \gamma_f \cdot s_i \cdot \cos a_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + R \cdot c \cdot l_i$$

$$\text{Шығыр 1: } M_{r1} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,5 \cdot 0,98 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,05 = 654 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 2: } M_{r2} = 16,8 \cdot 18 \cdot 7,1 \cdot 0,99 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,00 = 1097 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 3: } M_{r3} = 16,8 \cdot 18 \cdot 11,2 \cdot 0,99 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,00 = 1503 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 4: } M_{r4} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,9 \cdot 0,99 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,00 = 1853 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 5: } M_{r5} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,1 \cdot 0,96 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,07 = 2135 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 6: } M_{r6} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,93 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,10 = 2318 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 7: } M_{r7} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,87 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,30 = 2233 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 8: } M_{r8} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,0 \cdot 0,79 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,54 = 1905 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 9: } M_{r9} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,3 \cdot 0,68 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 3,00 = 1563 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 10: } M_{r10} = 16,8 \cdot 18 \cdot 8,8 \cdot 0,51 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 3,90 = 1231 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 11: } M_{r11} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,70 \cdot 0,36 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,90 = 679 \text{ кНм}$$

$$\text{Ұстап тұру моменттер сомасы: } \sum M_r = 17174 \text{ кНм}$$

$$\text{Жылжытушы момент } M_d = R \cdot \gamma_f \cdot s_i \cdot \sin a_i$$

$$\text{Шығыр 1: } M_{d1} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,5 \cdot 0,21 = 157 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 2: } M_{d2} = 16,8 \cdot 18 \cdot 7,1 \cdot 0,10 = 224 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 3: } M_{d3} = 16,8 \cdot 18 \cdot 11,2 \cdot 0,03 = 118 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 4: } M_{d4} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,9 \cdot 0,14 = 627 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 5: } M_{d5} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,1 \cdot 0,26 = 1417 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 6: } M_{d6} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,37 = 2356 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 7: } M_{d7} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,5 = 3145 \text{ кНм}$$

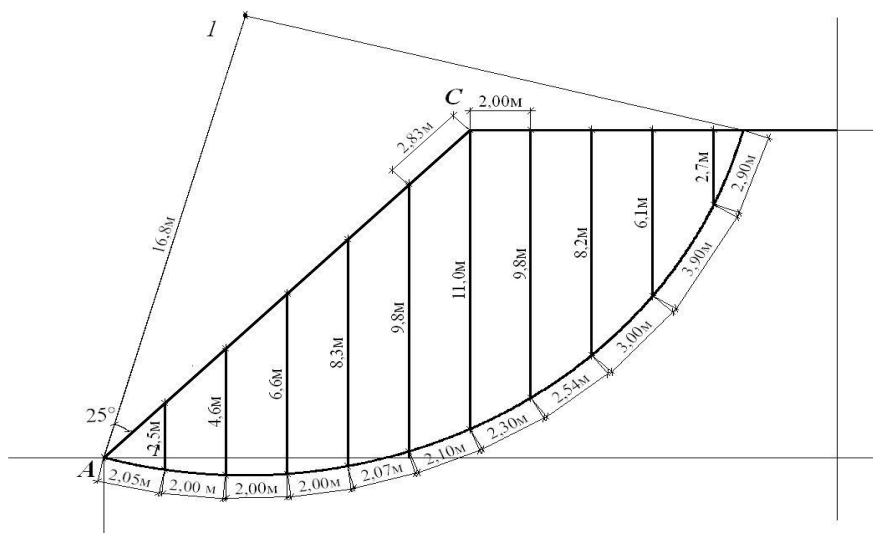
$$\text{Шығыр 8: } M_{d8} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,0 \cdot 0,61 = 3351 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 9: } M_{d9} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,3 \cdot 0,73 = 3162 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 10: } M_{d10} = 16,8 \cdot 18 \cdot 8,8 \cdot 0,86 = 2281 \text{ кНм}$$

$$\text{Шығыр 11: } M_{d11} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,7 \cdot 0,93 = 762 \text{ кНм}$$

$$\text{Жылжу моментінің сомасы: } \sum M_d = 17602 \text{ кНм}$$



Б.8-сурет – Орта 1 сәйкес үйіндінің жалпы тұрақтылығын есептеу

$$\text{Еңістің сенімділік еселеуіші: } F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} = \frac{17174}{17602} = 0,97 < 1,5$$

Шарт қанағаттандырылмады, сол себепті еңіс тұрақтылығы болмайды.

Сурет Б.8. берілген сырғанау беттерінің орталарына сәйкес осындау есептеулерді жүргізеді.

Мысал 10

Армирленген үйіндінің жалпы тұрақтылығын есептеу

9 мысалға сәйкес армирленген үйіндінің сенімділік еселеуіші 0,97 тең – тұрақтылық шартын қанағаттандырмайды.

Армирлеу ұзындығы (сырғанау бетінің шектеріннің ар жағында) топырақ пен армирлеу элементінің арасындағы көлденен қарсылыққа тәуелді болады, ол жазық кесу мен созуға беріктілікке лабораториялық сынақтар арқылы анықталады.

Арматуралаудың элементтерінің параметрлері Б.3 Кестеде берілген.

Б.3-кесте – Армирлеу материалдарының физикалық параметрлері

| Параметр | Геогрид |
|----------------------------------|---------------------------|
| Полимер типі | Жоғары тығыздықты полимер |
| Құралымы | Біросьты тор |
| Меншікті салмағы, (г/м) | 930 |
| Меншікті салмағы (мм) | T 1.27 |
| | A 4.57 |
| Түсі | Қара |
| Созылуға беріктігі (2%), кН/м | 19 - 20 |

T – ұзындығы бойынша бағытта жұмыс өзектер

A – көлденен бағытта анкер өзектері

Армирлеу элементінің керекті ұзындығын анықтау формуласы:

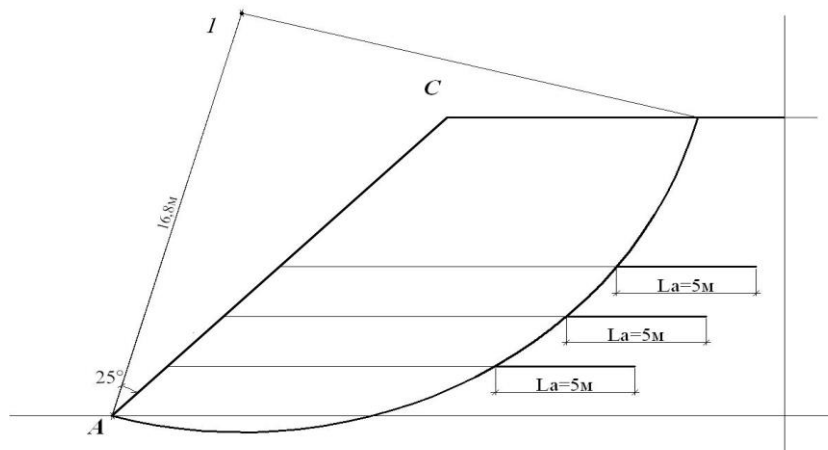
$$L_a = \frac{F_s \cdot \sum M_d - \sum M_r}{2\tau \cdot R} = \frac{1,5 \cdot 17602 - 17174}{2 \cdot 20 \cdot 16,8} = 13,7 \text{ м.}$$

Армирлеудің үш қабатын ұзындығы 5 м аламыз, (Сурет Б.9) жалпы ұзындығы 15м.

Армирлеудің тұрақтылығын тексеру:

$$F_s = \frac{\sum M_r + 2 \cdot \tau \cdot L_a \cdot R}{\sum M_d} = \frac{17174 + 2 \cdot 20 \cdot 15 \cdot 16,8}{2 \cdot 20 \cdot 16,8} = 1,55 > 1,50$$

Тұрақтылық шарты қанағаттанған



Б.9-сурет – Үйіндіні армирлеу элементінің есептемесі

В ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

ТОПЫРАҚТЫҢ ОРТАША НОРМАТИВТІК ЖӘНЕ ЕСЕПТІК ФИЗИКО-МЕХАНИКАЛЫҚ СИПАТТАМАЛАРЫ

В.1-кестесі – Топырақтардың орташа нормативтік және есептік физико-механикалық сипаттамалары

| Топырақ түрі мен иленгіштік шегіндегі ылғалдылығы, % | Кеуектілік e | Табиғи ылғалдылық, w (%) | Көлемдік салмақ, γ (кН/м) | Ішкі үйкеліс бұрышы, φ (град) | Меншікті қарсылық, c (кг/см ²) | | Деформация модулі, E (кг/см ²) |
|--|----------------|----------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|--|-------|--|
| | | | | | Норм. | Расч. | |
| Ірі және қиыршықты құм | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 43 | 0,02 | - | 460 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 40 | 0,01 | - | 400 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 38 | 0 | - | 330 |
| Ірілігі орташа құм | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 40 | 0,03 | - | 460 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 38 | 0,02 | - | 400 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 35 | 0,01 | - | 330 |
| Ұсақ құм | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 38 | 0,06 | 0,01 | 370 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 36 | 0,04 | - | 280 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 32 | 0,02 | - | 240 |
| Тозаң құм | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 36 | 0,08 | 0,02 | 140 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 34 | 0,06 | 0,01 | 120 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 30 | 0,04 | - | 100 |
| Құмдақ, Саздақ $9,5 < w_p < 12,4$ | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,1 | 25 | 0,12 | 0,03 | 230 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 20,0 | 24 | 0,08 | 0,01 | 160 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 23 | 0,06 | - | 130 |
| Саздақ, Саз $12,5 < w_p < 15,4$ | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,1 | 24 | 0,42 | 0,14 | 350 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 20,0 | 23 | 0,21 | 0,07 | 210 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 22 | 0,14 | 0,04 | 150 |
| | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 21 | 0,07 | 0,02 | 120 |
| Саздақ, Саз $15,4 < w_p < 18,4$ | 0,51-0,60 | 19-22 | 20,0 | 22 | 0,50 | 0,19 | 300 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 21 | 0,25 | 0,11 | 190 |
| | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 20 | 0,19 | 0,08 | 130 |
| | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 19 | 0,11 | 0,04 | 100 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 18,0 | 18 | 0,08 | 0,02 | 80 |
| Саздақ, Саз $18,5 < w_p < 22,4$ | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 20 | 0,68 | 0,28 | 300 |
| | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 19 | 0,34 | 0,19 | 180 |
| | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 18 | 0,28 | 0,10 | 130 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 18,0 | 17 | 0,19 | 0,06 | 90 |
| Саз $22,5 < w_p < 26,4$ | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 18 | 0,82 | 0,60 | 280 |
| | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 17 | 0,41 | 0,30 | 160 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 17,5 | 16 | 0,36 | 0,25 | 110 |
| Саз $26,5 < w_p < 30,4$ | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 16 | 0,94 | 0,65 | 220 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 17,5 | 15 | 0,47 | 0,35 | 140 |

ӘОЖ 624.046.3

МСЖ 91.040.01

Негізгі сөздер: Жалпы сенімділік, тірек имараттар, еңістер, үйінділер

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|---|----|
| ВВЕДЕНИЕ | V |
| 1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ | 1 |
| 2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ | 1 |
| 3 ТЕРМИНЫ, ОПРЕДЕЛЕНИЯ И УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ | 2 |
| 4 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ | 5 |
| 5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ПО ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ | 7 |
| 5.1 Нагрузки и воздействия при проектировании геотехнических сооружений на общую устойчивость..... | 7 |
| 5.2 Расчетная схема и метод расчета..... | 9 |
| 5.3 Основы проектирования..... | 11 |
| 6 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ЛИНИИ ВОЗМОЖНОГО ОБРУШЕНИЯ (ПОВЕРХНОСТИ СКОЛЬЖЕНИЯ) ДЛЯ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ | 13 |
| 6.1 Определение положения линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений при расчете на внутреннюю устойчивость | 13 |
| 6.2 Влияние нагрузок на положение линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений при расчете на внутреннюю устойчивость | 15 |
| 6.2.1 При действии сплошной равномерной нагрузки | 16 |
| 6.2.2 При действии полосовой нагрузки | 16 |
| 6.2.3 При действии сосредоточенной нагрузки | 17 |
| 6.2.4 При действии касательной нагрузки к поверхности засыпки | 17 |
| 6.3 Определение положения линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений при расчете на внешнюю устойчивость | 18 |
| 7 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНТРА КРИТИЧЕСКОЙ ПОВЕРХНОСТИ СКОЛЬЖЕНИЯ ОТКОСА НАСЫПИ | 18 |
| 8 РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ | 20 |
| 8.1 Расчет активного и пассивного давления грунта на подпорное сооружение | 21 |
| 8.2 Аналитический метод определения активного и пассивного давления грунта на стенку подпорного сооружения | 22 |
| 8.3 Графоаналитический метод определения активного и пассивного давления грунта на стенку подпорного сооружения | 24 |
| 8.4 Аналитический метод определения давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии нагрузок | 26 |
| 8.5 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии сплошной равномерной нагрузки | 26 |
| 8.6 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии полосовой нагрузки..... | 28 |
| 8.7 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии сосредоточенной нагрузки | 29 |
| 8.8 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии равномерной, касательной к поверхности засыпки нагрузки | 30 |

| | |
|---|----|
| 8.9 Расчет внутренней устойчивости подпорной стены подпорного сооружения против опрокидывания | 32 |
| 8.10 Расчет устойчивости подпорной стены против сдвига | 32 |
| 8.11 Расчет внешней устойчивости стены подпорного сооружения против опрокидывания | 33 |
| 9 ОСОБЫЕ УСЛОВИЯ И СЛУЧАИ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ | 35 |
| 9.1 Особые случаи очертания откосов подпорного сооружения | 35 |
| 9.2 Особые случаи очертания конструкции стены подпорного сооружения | 36 |
| 9.3 Влияние разнослойности грунта | 37 |
| 9.4 Влияние давления грунтовой воды | 38 |
| 10 РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ | 42 |
| 10.1 Аналитический метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения | 42 |
| 10.2 Графический метод. Способ площадей | 45 |
| 10.3 Аналитический метод параллельных поверхностей скольжения | 47 |
| 11 РАСЧЕТ ПОДПОРНОГО СООРУЖЕНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ АНКЕРОВ | 48 |
| 12 РАСЧЕТ ПОДПОРНОГО СООРУЖЕНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА | 50 |
| 13 РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ НАСЫПЕЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭЛЕМЕНТОВ АРМИРОВАНИЯ | 52 |
| 14 МОНИТОРИНГ ЗА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТЬЮ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ | 53 |
| Приложение А (информационное) Формы нарушения общей устойчивости откоса | 55 |
| Приложение Б (информационное) Примеры расчета общей устойчивости | 57 |
| Приложение В (информационное) Средние нормативные и расчетные физико-механические характеристики грунтов | 84 |

ВВЕДЕНИЕ

В данном нормативно-техническом пособии рассмотрены вопросы проектирования и расчета устойчивости и перемещений естественного или искусственного основания вокруг фундаментов, удерживающих конструкций, естественных откосов, насыпей и котлованов. Предложены методы проектирования геотехнических сооружений по предельным состояниям, удовлетворяющие требованиям обеспечения устойчивости, предельной деформации, перемещения близлежащих зданий и сооружений. Последнее особенно актуально при строительстве в стесненных городских условиях.

На сегодняшний день в современном строительстве Казахстана наблюдается трансферт передовых геотехнологий, а также вовлечение зарубежных строительных компаний применяющих современное оборудование. Отсутствие опыта проектирования оснований и фундаментов с применением передовых геотехнологий, а также отсутствие нормативной базы не позволяют провести качественный анализ устойчивости, выявить факторы влияния современных геотехнологий на устойчивость возводимых геотехнических сооружений.

В пособии показаны расчетные ситуации проектирования геотехнических сооружений с учетом факторов влияния современных технологий используемых при реализации строительных объектов, а также других факторов, которые могут влиять на общую устойчивость геотехнических сооружений.

Актуальность разработки НТП также связана с интенсивным развитием высотного градостроительства с применением котлованов глубокого заложения, где вопрос устойчивости откосов котлованов и насыпей становится особенно важным. В пособии даются рекомендации по проектированию потенциально неустойчивых откосов различными методами, рекомендации для выбора метода расчета устойчивости откосов и насыпей в зависимости от гидрогеологических и расчетных условий проектирования, а также рекомендации по мониторингу за состоянием устойчивости геотехнического сооружения в процессе их возведения.

Настоящее НТП разработано на основе международных и отечественных нормативных документаций, тем самым отвечая требованиям согласования и гармонизации технических условий и правил на выполнение строительных работ на международном уровне.

Настоящее НТП не противоречит нормам и правилам Еврокода, является вспомогательным документом при расчете общей устойчивости геотехнических сооружений и конструкций.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан

ДЛЯ ЗАМЕТОК

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ
ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
STABILITY ANALYSIS OF GEOTECHNICAL CONSTRUCTIONS**

Дата введения **2015-07-01**

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

К геотехническим сооружениям подлежащим анализу общей устойчивости можно отнести:

- 1) насыпи, котлованы, откосы
- 2) подпорные сооружения

Подпорные сооружения предназначены для удержания грунтового массива от его обрушения. К подпорным сооружениям относятся:

- 1) подпорные стенки;
- 2) фундаменты на наклонном основании, естественных склонах или насыпях;
- 3) фундаменты вблизи выемок, котлованов или заглубленных сооружений.

В настоящем НТП представлены расчеты подпорных сооружений, условно представленных подпорной стенкой.

При конструктивных особенностях подпорных сооружений, отличающихся от конструкций подпорной стенки, в НТП также даны предпосылки к анализу их общей устойчивости.

Расчет общей устойчивости фундаментов вблизи выемок, котлованов или заглубленных сооружений представлен как расчет общей устойчивости насыпи, котлована, откоса или подпорной стенки вблизи которых приложена статическая нагрузка.

При расчете общей устойчивости геотехнических сооружений можно использовать программные комплексы ПК, основанные на методе конечных элементов (Plaxis, SCAD, Lira и пр.). В настоящем НТП не предусмотрены расчеты методом конечных элементов МКЭ. Особенности расчета МКЭ зависят от многих факторов (гидрогеологических условий площадки строительства, расчетной схемы, модели МКЭ и пр.). Как правило, расчеты в ПК выполняются согласно положениям руководства (документа), предоставляемого разработчиками ПК.

ПРИМЕЧАНИЕ Задачи оценки устойчивости или деформаций ползучести относятся, в основном, к связным грунтам при наклонной поверхности основания. Однако неустойчивость также имеет место в несвязных грунтах и трещиноватых горных породах, в которых наклон, возможно вызванный эрозией, близок к углу сопротивления при сдвиге. Значительные перемещения часто наблюдаются при повышенных поровых давлениях или близко от поверхности основания при циклическом промерзании и оттаивании.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего нормативно-технического пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы:

СН РК EN 1990:2002 A1:2005/2011 «Основы проектирования несущих конструкций» с Национальным приложением;

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания» с Национальным приложением;

СН РК EN 1997-1:2004/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила» с Национальным приложением;

СН РК EN 1997-2:2007/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследование и испытание грунта» с Национальным приложением.

СН РК EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций» с Национальным приложением.

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим государственным нормативом целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку

3 ТЕРМИНЫ, ОПРЕДЕЛЕНИЯ И УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом пособии действуют следующие термины и определения:

3.1 Активное давление грунта: Минимальное значение давления грунта активизирующегося при перемещении подпорного сооружения в сторону от засыпки.

3.2 Внутренняя устойчивость: Проверка устойчивости подпорного сооружения по поверхности основания или в пределах насыпи или откоса.

3.3 Внешняя устойчивость: Проверка устойчивости подпорного сооружения или насыпи за ее пределами.

3.4 Воздействие: Силы, приложенные непосредственно к конструкции вызывающие в элементах конструкции напряжения, либо их перемещения, определяемые термином «воздействие непосредственное или прямое» или «нагрузка».

3.5 Гравитационная вода: Вода, находящаяся в грунте под действием силы тяжести.

3.6 Линия обрушения (плоскость скольжения): Линия, вдоль которой возможно обрушение или потеря общей устойчивости подпорного сооружения или откоса насыпи.

3.7 Капиллярная вода: Вода, находящаяся в грунте под действием силы тяжести и силы капиллярного натяжения вогнутого мениска.

3.8 Коэффициент надежности (Коэффициент запаса устойчивости):

Коэффициент оценки степени устойчивости, учитывающий возможную потерю общей устойчивости подпорного сооружения или откоса насыпи.

3.9 Массивное подпорное сооружение:

Подпорное сооружение, устойчивость которого обеспечивается собственным весом, а материал испытывает преимущественно сжимающие напряжения.

3.10 Модель расчетная:

Идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа конструкции либо ее элемента.

3.11 Пассивное давление грунта:

Максимальное значение давления грунта активизирующегося при перемещении подпорного сооружения в сторону засыпки.

3.12 Подпорное сооружение:

Сооружение, предназначенное для удержания грунтового массива от его обрушения.

3.13 Состояние предельное (limit state strength):

Это такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

3.14 Тонкоэлементное подпорное сооружение:

Подпорное сооружение, устойчивость которого обеспечивается в основном весом грунта над фундаментной плитой и в небольшой степени собственным весом конструкции.

3.15 Эпюра давления:

графическое отображение, показывающее распределение величины давления на подпорное сооружение.

В настоящем нормативно-техническом пособии действуют следующие условные обозначения:

Прописные буквы латинского алфавита

$F(S_i)$ – общее обозначение площади, m^2 ;

F_s – коэффициент надежности (запасу устойчивости);

F_p – коэффициент надежности испытания анкера (элемента армирования) на выдергивание;

$\sum F_v$ – сумма всех вертикальных усилий, кН;

$\sum F_h$ – сумма всех горизонтальных усилий, кН;

G – равнодействующая всех весовых нагрузок, кН;

G_i – вес блока, кН;

L_a – требуемая длина анкера (элемента армирования), м;

M_d – расчетный момент сил опрокидывания, относительно центра тяжести подошвы фундамента, кНм;

M_r – расчетный момент удерживающих сил, относительно центра тяжести подошвы фундамента, кНм;

$\sum M$ – сумма моментов всех сил вокруг любой точки, кНм;

N_i – нормальная составляющие веса грунта (N_d - в активной зоне, N_r – в пассивной), кН;

N – нормальная составляющая веса блока G_i , кН;

Q_d – расчетная сдвигающая сила, кН;

Q_r – расчетная удерживающая сила, кН;

$R(r)$ – радиус круглоцилиндрической поверхности (кривой скольжения), м;

R_p – расчетное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке, зависящее от ее материала, грунтовых условий, поперечного сечения и длины сваи, кН;

$R_{p,n}$ – нормативное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке, кН;

T – равнодействующая касательной нагрузки, приложенной к поверхности сползающей призмы, кН;

T_i – тангенциальная составляющие веса грунта (T_d – в активной зоне, T_r – в пассивной), кН;

X_1, X_2 – поперечные силы возникающие между блоками, кН.

Строчные буквы латинского алфавита

b, d – общее обозначение ширины (длины) сооружения (конструкции, элемента), м;

c – удельное сцепление грунта, кН/м²;

c^* – касательные значения сцепления грунта, кН/м²;

e – коэффициент пористости;

e_a – интенсивность активного давления, кН/м;

e_{af} (e_{aw}) – ординаты эпюр активного давления, кН/м;

h_f – длина пути фильтрации, м;

h_p – высота части стенки подпорного сооружения, на которую передается нагрузка, м;

h_q – высота слоя грунта эквивалентного по весу равномерно распределенной нагрузке, м;

h_w – глубина от уровня грунтовой воды, м;

Δh – потеря напора воды на пути фильтрации длиной h_f , м;

l – расстояние от верха задней грани стены подпорного сооружения до точки приложения сосредоточенной нагрузки, м;

l – длина поверхности (плоскости) скольжения, м;

n – единица обозначающая общее количество (число) сооружений (конструкций, элементов);

p_a – интенсивность пассивного давления, кН/м;

s – длина дуги круглоцилиндрической поверхности (плоскости), м;

x_0 – плечо равнодействующей всех сил относительно центра вращения, м;

z (z_i) – глубина (ордината) залегания (расположения) рассматриваемой точки, м.

Буквы греческого алфавита

α – угол наклона поверхности скольжения блока к горизонту или центральный угол, определяющий поверхность скольжения грунта, град;

γ_b – удельный вес с учетом взвешивающего воздействия воды, кН/м³;

γ_{fs} – удельный вес грунта засыпки, кН/м³;

γ_s – удельный вес материала чатсиц грунта, кН/м³;

γ_{sat} – удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии, кН/м³;

γ_w – удельный вес воды, кН/м³;

δ – угол отклонения силы от нормали к окружности, град;

ε – угол наклона стены к вертикали, град;

θ – угол наклона плоскости скольжения к горизонту, град;

ξ_a – коэффициент бокового активного давления грунта;

ξ_p – коэффициент бокового пассивного давления грунта;

τ – сдвиговое сопротивление между грунтом засыпки и материалом анкера, кНм;

φ – угол внутреннего трения грунта, град;

φ' – касательные значения угла внутреннего трения грунта, град;

ψ – угол сползающей призмы обрушения, град;

ω_1 – площадь многоугольника, отражающая величину нормальных сил, м²;

ω_2, ω_3 – площади многоугольников, отражающие величины тангенциальных сил, сдвигающих и удерживающих соответственно, м².

4 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1 В данном нормативно-техническом пособии рассмотрены вопросы проектирования и предпосылки к расчету общей устойчивости геотехнических сооружений (естественных и искусственных оснований, фундаментов мелкого и глубокого заложения, удерживающих конструкций, естественных или искусственных откосов, насыпей и котлованов).

4.2 В НТП рассматриваются естественные основания, сложенные преимущественно глинистыми, песчаными, гравелистыми и щебенистыми непросадочными грунтами. При этом предполагается, что в основания не сложены просадочными или вечномёрзлыми грунтами.

4.3 В зависимости от угла наклона откоса насыпи подразделяют на крутые (более 45°) и пологие (менее 45°).

4.4 По конструкции, подпорные сооружения подразделяют на:

- 1) Массивные
- 2) Тонкоэлементные
- 3) С применением элементов армирования

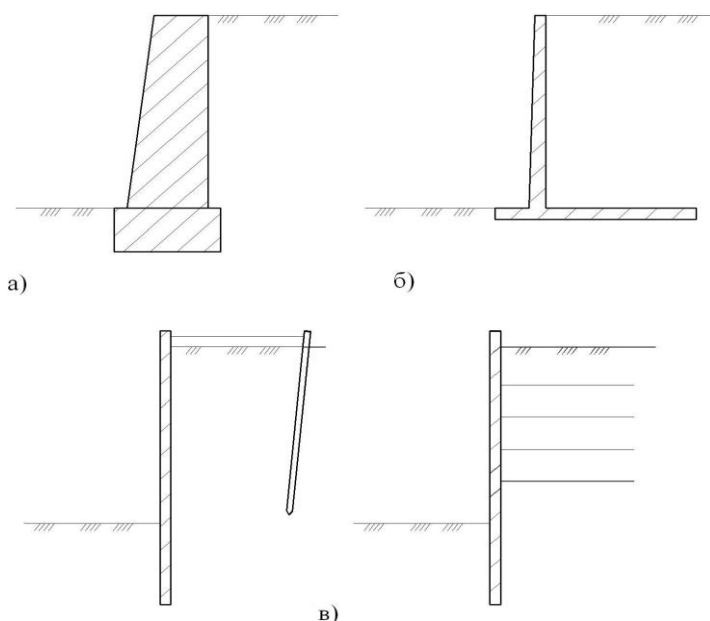


Рисунок 1 – Подпорные сооружения

4.5 В случае массивных конструкций подпорных сооружений, устойчивость обеспечивается собственным весом сооружения, а материал испытывает преимущественно сжимающие напряжения.

4.6 В случае тонкоэлементных конструкций подпорных сооружений, устойчивость обеспечивается в основном весом грунта над фундаментной плитой и в небольшой степени собственным весом конструкции.

4.7 В случае применения элементов армирования в конструкциях подпорных сооружений, устойчивость обеспечивается в основном защемлением элементов армирования и в небольшой степени собственным весом конструкции.

4.8 По материалу подпорные сооружения могут быть железобетонными, бетонными, бутобетонными, бутовыми, кирпичными, металлическими и деревянными.

4.9 Выбор материала подпорных сооружений осуществляется с учетом следующих факторов:

- 1) высота сооружения;
- 2) требования долговечности;
- 3) требования водонепроницаемости;
- 4) стойкость к химической агрессии;
- 5) сейсмостойкость;
- 6) качество основания;
- 7) наличие местных строительных материалов;
- 8) условия производства работ;
- 9) средства механизации;
- 10) условия сопряжения с другими сооружениями.

4.10 По способу возведения, подпорные конструкции различают на монолитные и сборные.

4.11 Анализ общей устойчивости в каждом конкретном случае должен проводиться на основе детального изучения инженерно-геологической обстановки района, а также конкретных особенностей условий работы основания на данном участке.

4.12 При расчете общей устойчивости геотехнических сооружений по критическому предельному состоянию используются наименьшие значения прочностных характеристик грунта, при расчете по аварийному состоянию используются остаточные значения прочностных характеристик грунта, полученные при многократном испытании одного и того же образца грунта.

4.13 Анализ общей устойчивости геотехнических сооружений подразделяется на:

- 3) Внутренняя устойчивость – проверка устойчивости подпорного сооружения по поверхности основания или в пределах насыпи или откоса (Рисунок 1 а);
- 4) Внешняя устойчивость – проверка устойчивости подпорного сооружения или насыпи за ее пределами (Рисунок 1 б).

ПРИМЕЧАНИЕ При этом расчет как внутренней так и внешней устойчивости проводится против сдвига и против опрокидывания.

4.14 Количественная оценка устойчивости подпорного сооружения или откоса выражается коэффициентом надежности (устойчивости), учитывающим возможную потерю общей устойчивости подпорного сооружения или откоса насыпи. Коэффициент надежности зависит от типа конструкции и местных условий.

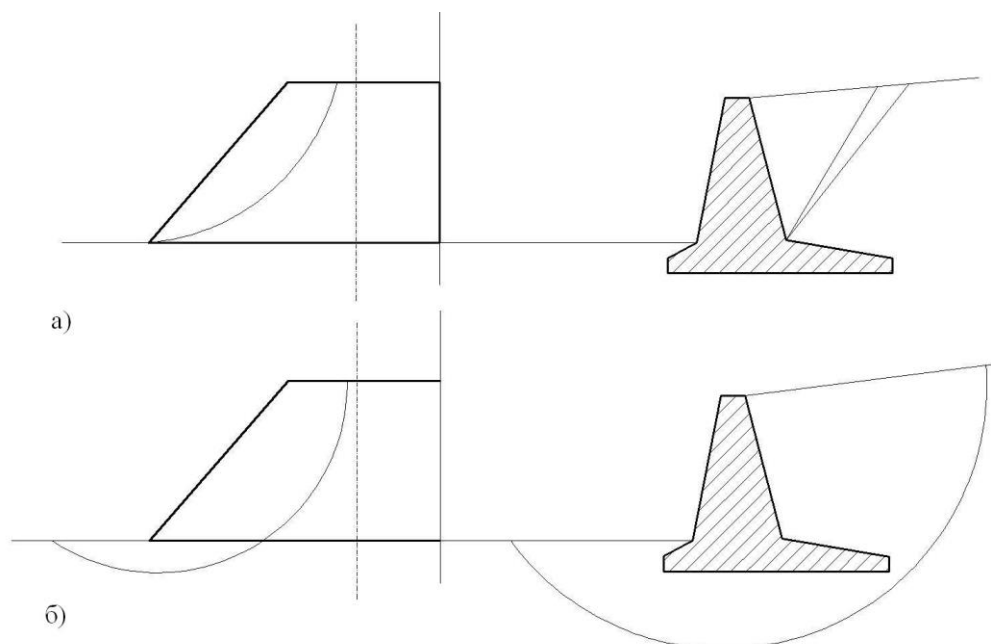


Рисунок 2 – Внутренняя и внешняя устойчивость подпорных сооружений и насыпей

4.15 При обратном ходе, расчет общей устойчивости производят для проверки предварительно принятых геометрических параметров геотехнического сооружения, материала и элементов армирования.

4.16 Помимо расчетов, базирующихся на теоретических основах, анализ общей устойчивости следует проверять по одному из следующих пунктов или по нескольким из них:

- 1) экспериментальные модели и испытания нагрузкой;
- 2) методы наблюдения (мониторинг).

ПРИМЕЧАНИЕ В настоящем НТП не рассматриваются экспериментальные методы и методы наблюдения, а даны лишь предпосылки к их проведению.

5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ПО ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ

5.1 Нагрузки и воздействия при проектировании геотехнических сооружений на общую устойчивость

5.1.1 Нагрузки на геотехнические сооружения подразделяются на:

- 1) постоянные нагрузки (от собственного веса геоконструкций и сооружений);
- 2) временные нагрузки (от оборудования, временных конструкций и пр.).

5.1.2 Основные положения, классификация, правила по определению и учету, а также их возможные сочетания изложены в СН РК EN 1990:2002 A1:2005/2011 и СН РК EN 1991-1-1:2002/2011.

5.1.3 При определении нагрузок и воздействий необходимо учитывать все взаимодействия между сооружением и основанием, включаются следующие факторы, согласно СН РК EN 1997-1:2004/2011 и СН РК EN 1997-2:2007:

- 1) вес грунта и воды;
- 2) напряжения в основании;
- 3) давление грунта и давление подземных вод;
- 4) давление свободной воды, включая давление волн;
- 5) давление подземных вод;
- 6) фильтрационные усилия;
- 7) постоянные и временные нагрузки от сооружений;
- 8) пригрузки;
- 9) швартовые усилия;
- 10) снятие нагрузки или выемка грунта;
- 11) транспортные нагрузки;
- 12) перемещения, вызванные горными работами;
- 13) набухание и усадка, вызванные изменением растительного покрова, климата или влажности;
- 14) перемещения, вызванные ползучестью или сдвигом оседающих массивов грунта;
- 15) перемещения, вызванные ухудшением свойств, дисперсией, разложением, самоуплотнением или растворением;
- 16) перемещения и ускорения, вызванные землетрясениями, взрывами, вибрациями и динамическими нагрузками;
- 17) температурные воздействия, включая промерзание;
- 18) ледовые нагрузки;
- 19) внешнее преднапряжение грунтовых анкеров и распорок;
- 20) негативное трение.

ПРИМЕЧАНИЕ На стадии предварительного геотехнического проектирования допускается принимать приближенные значения нагрузок и воздействий на геоконструкции и от геоконструкций с дальнейшей корректировкой параметров в зависимости от результатов испытаний, тестов, контрольных измерений и других обязательных мероприятий.

5.1.4 При необходимости учитываются следующие дополнительные факторы влияния:

- 1) строительные работы;
- 2) влияние геотехнических сооружений на конкретной стройплощадке или рядом с ней;
- 3) предшествующие или продолжающиеся перемещения грунта по разным причинам;
- 4) вибрации;
- 5) климатические изменения, в том числе изменения температуры (замерзание и оттаивание), засуха и сильный дождь;
- 6) наличие растительности или ее удаление;
- 7) деятельность человека или животных;
- 8) изменения инженерно-геологических условий.

5.1.5 Сейсмические нагрузки и воздействия учитываются отдельно, поскольку влияют на поведение геотехнических конструкций, вызывая негативное трение, подъем,

растяжение, поперечную нагрузку и перемещение. При проектировании геотехнических конструкций на сейсмическое воздействие руководствоваться положениями СН РК EN 1998-1:2004/2012 – Проектирование сейсмостойких конструкций, с учетом остаточных значений прочностных характеристик грунтов.

5.1.6 Сочетание нагрузок следует принимать согласно положениям СН РК EN 1990:2002 A1:2005/2011 и СН РК EN 1991-1-1:2002/2011, с учетом факторов воздействия описанных в п.п. (1).

5.1.7 Длительность воздействий должна рассматриваться с учетом изменений свойств грунта во времени, в частности параметров дренирования, сжимаемости мелкозернистых грунтов, консолидации, набухания ползучести и пр.

5.1.8 Воздействия переменной интенсивности должны рассматриваться с учетом максимальных и минимальных значений нагрузок и воздействий.

5.1.9 Повторяющиеся воздействия должны рассматриваться отдельно с учетом продолжающихся перемещений, разжижения грунтов, изменения жесткости и прочности основания.

5.1.10 Динамические и вибрационные воздействия, вызывающие колебания сооружения и основания, должны рассматриваться отдельно.

5.1.11 Воздействия, при которых преобладают усилия от грунтовой и свободной воды, должны рассматриваться особо для учета деформаций, трещинообразования, переменной водопроницаемости и эрозии.

ПРИМЕЧАНИЕ Неблагоприятные (или дестабилизирующие) и благоприятные (стабилизирующие) постоянные воздействия можно в некоторых случаях рассматривать как происходящие из одного источника. В этом случае для суммы этих воздействий или суммы соответствующих результатов воздействий можно использовать единый частный коэффициент запаса.

Проектные значения объемного веса материала обратной засыпки должны определяться по данным об инженерно-геологических изысканиях, где должно быть указано их соответствие или несоответствие проекту.

5.2 Расчетная схема и метод расчета

5.2.1 При выборе расчетной схемы и метода расчета общей устойчивости проектируемого или существующего откоса насыпи или подпорного сооружения, необходимо учитывать возможность различных форм нарушения общей устойчивости откоса (Приложение А).

5.2.2 Фундаменты и другие геотехнические конструкции и сооружения вблизи выемок, котлованов или заглубленных сооружений могут быть представлены в расчетных схемах как:

- 1) сплошная равномерная нагрузка;
- 2) полосовая нагрузка;
- 3) сосредоточенная нагрузка;
- 4) касательная к поверхности засыпки.

5.2.3 Расчеты общей устойчивости откоса насыпи или подпорного сооружения выполняются для условий плоской задачи на 1 м длины сооружения, в условиях пространственной задачи - на всю длину сооружения или ограниченного участка.

5.2.4 Выбранная расчетная схема должна соответствовать наиболее вероятной для данного случая форме нарушения устойчивости откоса насыпи или подпорного

сооружения, определяемой инженерно-геологическими особенностями и особенностями условий работы откоса насыпи или подпорного сооружения.

5.2.5 На Рисунке 3 представлены основные расчетные схемы расчета общей устойчивости насыпи подпорного сооружения.

5.2.6 В тех случаях, когда трудно заранее достоверно определить наиболее вероятную форму нарушения устойчивости откоса насыпи или подпорного сооружения, необходимо провести комплексные расчеты, исходя из двух или нескольких наиболее вероятных схем.

5.2.7 Проектные уровни свободной воды и подземных вод или их сочетания необходимо брать из доступных гидрологических данных и натурных наблюдений, чтобы определить наиболее неблагоприятные условия в рассматриваемой расчетной ситуации. Следует учитывать возможность выхода из строя дренажа, фильтров или уплотнений.

5.2.8 Необходимо также принимать во внимание возможность опустошения канала или резервуара с водой для обслуживания или в результате разрушения дамбы. Для менее серьезных функциональных предельных состояний можно использовать более типичные уровни воды и поровое давление воды.

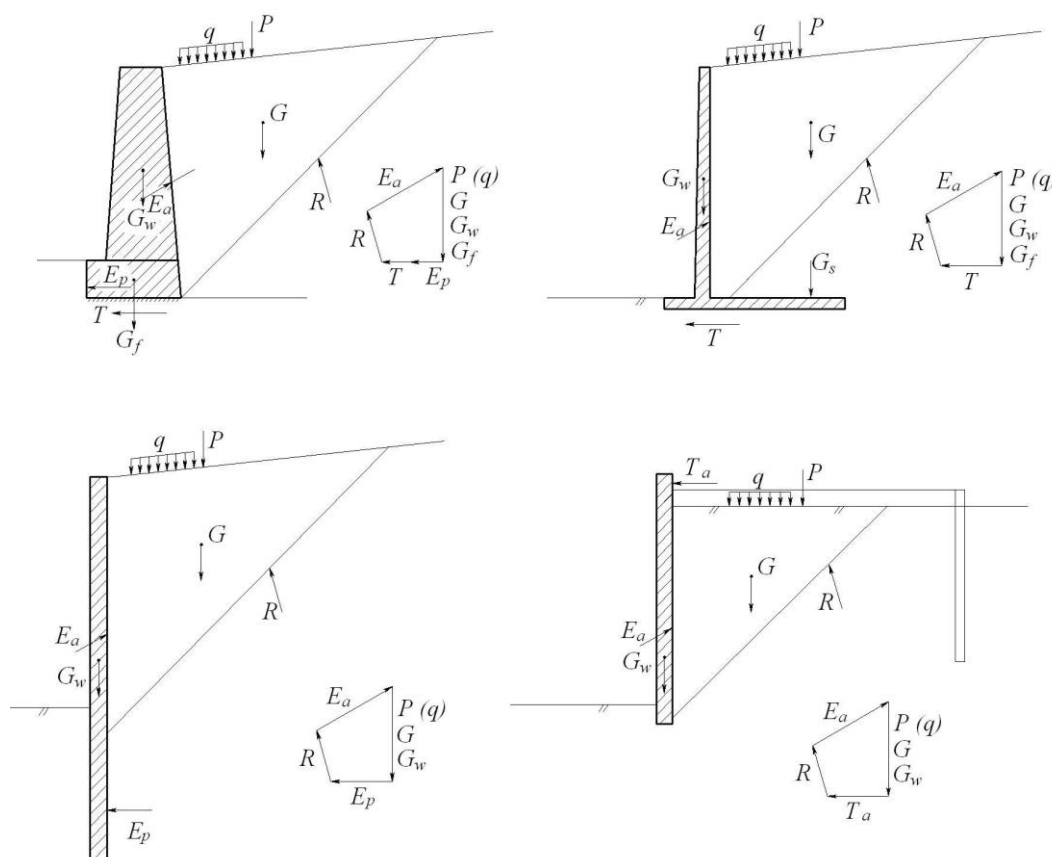


Рисунок 3 – Основные расчетные схемы

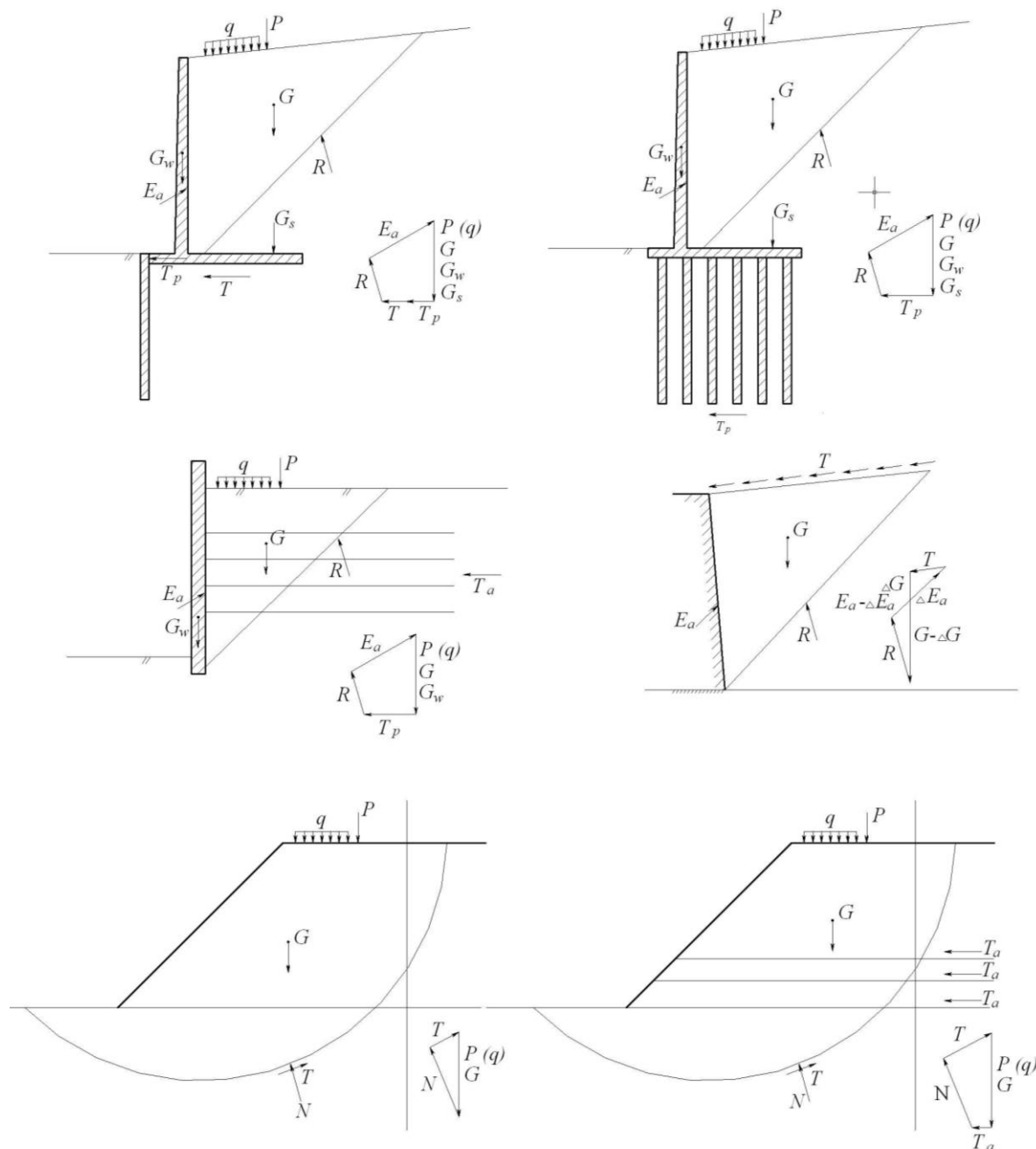


Рисунок 3 – Основные расчетные схемы (продолжение)

5.3 Основы проектирования

5.3.1 Для проведения расчета общей устойчивости откоса насыпи или подпорного сооружения необходима документированная либо иная четко установленная информация о грунтовом основании, которое рассматривается в проекте, с указанием видов грунтов, обладающих аналогичными геотехническими свойствами, ожидаемыми для данного сооружения, в частности:

- 1) данные по общим инженерно-геологическим условиям района строительства;
- 2) заданное очертание откоса;
- 3) геотехнический разрез по расчетному поперечнику;
- 4) расчетные значения физико-механических характеристик грунтов, составляющих откос и его основание;

- 5) гидрогеологические данные;
- 6) расчетные временные и постоянные нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ Расчетные значения сдвиговых характеристик грунтов устанавливаются по данным испытаний образцов грунтов в лаборатории с учетом статистического характера закономерностей в грунтах. Методика испытаний должна в максимальной степени моделировать реальные условия работы откосов, учитывая вероятность наиболее неблагоприятного, с точки зрения устойчивости откосов, сочетания этих условий. Данные полученные по результатам испытаний на месте, являются наиболее достоверными.

5.3.2 Степень достоверности расчета, также определяется правильностью выбора расчетной схемы и расчетных значений сдвиговых характеристик грунтов откоса, засыпного грунта и грунтового основания.

При выборе метода расчета необходимо учитывать следующие факторы:

- 1) слоистость грунта;
- 2) возникновение и наклон нарушений сплошности;
- 4) фильтрацию и распределение порового давления воды;
- 5) кратко- и долговременную устойчивость;
- 6) деформации ползучести за счет сдвига;
- 7) вид разрушения (круговая или некруговая поверхность; опрокидывание обвал породы; течение);
- 8) использование численных методов.

5.3.3 Грунтовой или скальный массив, ограниченный поверхностью разрушения, обычно рассматривается как твердое тело или несколько твердых тел, движущихся одновременно. Поверхности разрушений или границы между твердыми телами могут иметь разные формы, в том числе плоские, круговые или более сложные. Кроме того, общую устойчивость можно проверять с помощью расчетов по предельному состоянию или с использованием метода конечных элементов.

5.3.4 Если материал основания или насыпи относительно однороден и изотропен, то обычно принимаются круговые поверхности разрушения.

5.3.5 Что касается откосов на слоистых почвах со значительными разбежками сопротивления сдвигу, необходимо уделять особое внимание слоям с низким сопротивлением сдвигу. Для этого может потребоваться анализ нециркулярных поверхностей разрушений.

5.3.6 В случае откосов в слоистых грунтах, значительно отличающихся по прочности, нужно обращать особое внимание на слои с пониженной прочностью на сдвиг. В таких случаях, как правило, производится расчет с некруговыми поверхностями разрушения.

5.3.7 Существующие разрушенные склоны, которые можно потенциально восстановить, подлежат расчету по круговым или некруговым поверхностям разрушения. При этом частные коэффициенты, обычно используемые в расчетах общей устойчивости, могут не подходить для таких расчетов.

5.3.8 Если нельзя принять поверхность разрушения с направляющей в виде плоской кривой, то следует рассмотреть использование трехмерных поверхностей разрушения.

5.3.9 Расчет откосов предполагает проверку устойчивости грунтового массива по моменту и вертикальной составляющей равнодействующей сдвигаемого грунтового массива. Если равновесие сил в горизонтальном направлении не проверяется, то делается допущение, что силы, действующие между отсеками тела обрушения, имеют горизонтальное направление.

5.3.10 Если есть возможность совместного разрушения конструкций и основания, то следует рассматривать взаимодействие основания и сооружения, учитывая различие их жесткостей на пересечении конструктивных элементов, например свай или гибких стен.

ПРИМЕЧАНИЕ При расчете откосов природного сложения, перед тем как приступить к проектированию, лучше выполнять первый расчет, используя характеристические значения, чтобы составить представление об общем коэффициенте запаса устойчивости. Следует использовать сопоставимый опыт, случаи из практики инженерно-геологических изысканий.

5.3.11 Поскольку при расчете наихудшей поверхности скольжения нет разницы между благоприятными и неблагоприятными гравитационными нагрузками, неопределенность объемного веса учитывается введением его наибольших и наименьших характеристических значений.

5.3.12 В проекте следует показать, что деформация основания под действием проектных нагрузок за счет ползучести или осадок не вызовет недопустимых повреждений сооружений или инфраструктуры на площадке или вблизи ее.

5.3.13 Следует также учитывать общую устойчивость и перемещение грунта, существующих зданий и новых сооружений, откосов и выемок грунта.

5.3.14 При расчете общей устойчивости вновь проектируемых откосов насыпи или подпорных сооружений необходимо вводить коэффициенты запаса, отражающие возможный недоучет реальных условий расчетной схемой. Величина коэффициента запаса зависит от метода расчета и некоторых других условий.

5.3.15 Расчеты общей устойчивости в условиях пространственной задачи следует выполнять в случаях, когда длина сдвигаемого участка сооружения l меньше $5h$ (где h - высота сооружения от дна до верха стенки).

5.3.16 При решении пространственной задачи к удерживающим силам необходимо добавить силы трения и сцепления, реализованные по торцевым сечениям сдвигаемого объема грунта основания. Значения равнодействующих сил трения при этом допускается определять как произведение равнодействующих горизонтальных составляющих активного давления грунта по указанным сечениям на коэффициент трения, а сил сцепления – как произведение удельного сцепления на соответствующие площади участков торцевого сечения.

6 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ЛИНИИ ВОЗМОЖНОГО ОБРУШЕНИЯ (ПОВЕРХНОСТИ СКОЛЬЖЕНИЯ) ДЛЯ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

6.1 Определение положения линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений при расчете на внутреннюю устойчивость

6.1.1 Расчет подпорного сооружения на внутреннюю общую устойчивость представляет интерес в случае, когда основание сложено достаточно прочными грунтами.

6.1.2 При расчете подпорного сооружения на внутреннюю общую устойчивость линию возможного обрушения находят следующим одним из следующих методов:

- 1) Метод, предложенный Понселе (Рисунок 4);
- 2) Метод, предложенный Бескиным (Рисунок 4).

6.1.3 Метод Понселе для определения линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений:

- 1) Из точки A провести под углом φ к горизонту линию предельного свободного откоса AC до пересечения с поверхностью грунта BC ;
- 2) Из точки B провести ориентирующую прямую BB_1 под углом $\delta + \varphi$ к линии AB ;

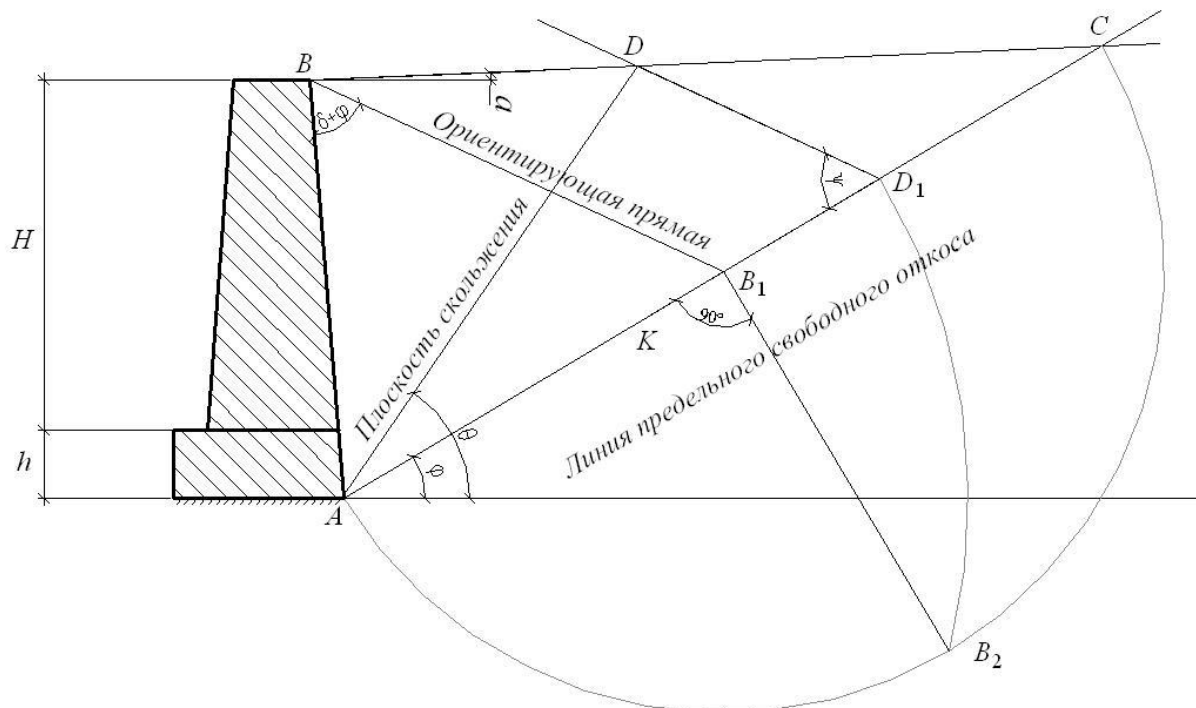


Рисунок 4 – Определение линии обрушения подпорного сооружения методом Понселе

- 3) Провести полуокружность, приняв линию предельного свободного откоса (линия AC) как ее диаметр;
- 4) Из точки B_1 провести перпендикуляр к AC до пересечения с полуокружностью (точка B_2);
- 5) Радиусом AB_2 провести дугу до пересечения с линией предельного свободного откоса AC (точка D_1);
- 6) Определить точку D , проведя линию DD_1 параллельно линии BB_1 ;
- 7) Провести прямую от точки D к поверхности основания подпорного сооружения (прямая AD).

6.1.4 Метод Бескина для определения линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений:

- 1) Из точки A провести под углом φ к горизонту линию предельного свободного откоса AC до пересечения с поверхностью грунта BC ;
- 2) Для нахождения плоскости скольжения проводится несколько возможных плоскостей скольжения $AE_1, AE_2 \dots AE_n$;
- 3) Определяют площади оснований сползающих призм $S_1, S_2 \dots S_n$, соответствующие различным потенциальным плоскостям скольжения $AE_1, AE_2 \dots AE_n$;
- 4) Полученные значения площадей $S_1, S_2 \dots S_n$ откладываются в виде ординат графика, по горизонтальной оси которого отложены соответствующие значения отрезков x ;

5) Из точки B проводится ориентирующая прямая BB_1 под углом $\delta + \varphi$ к линии AB ;

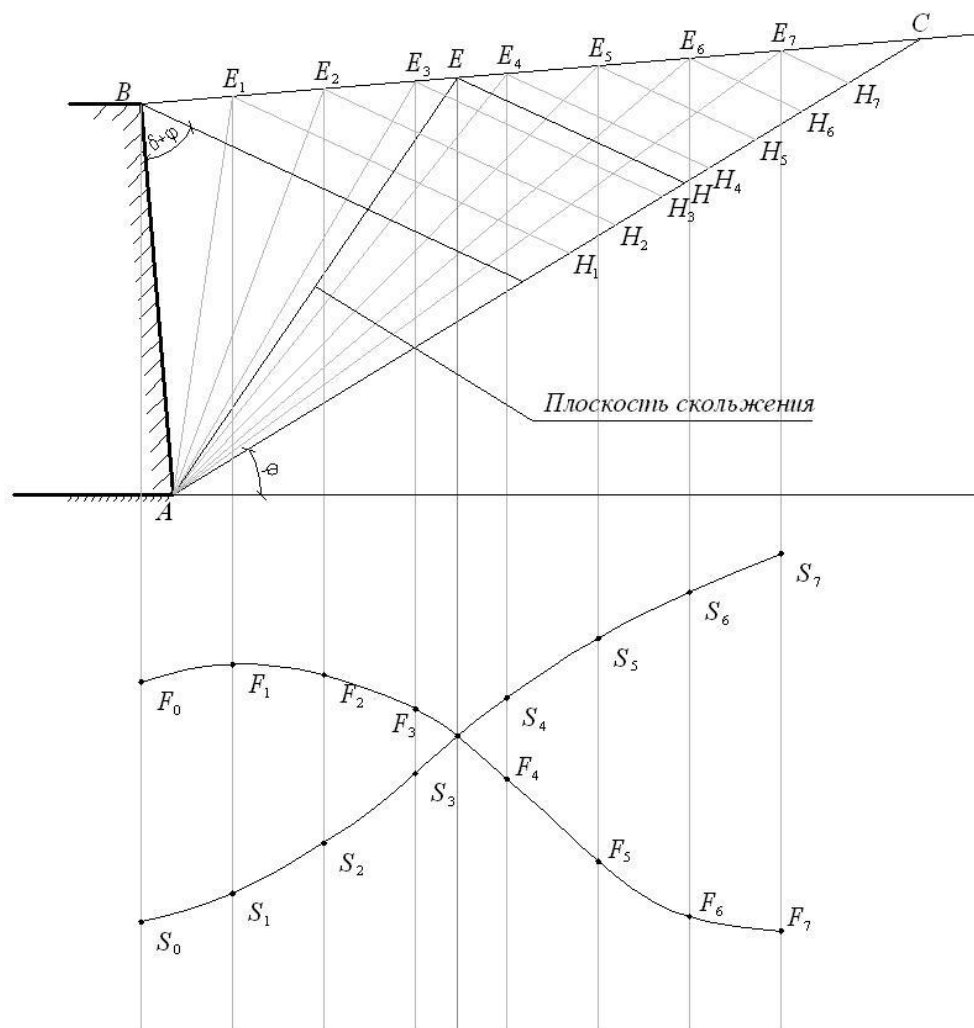


Рисунок 5 – Определение линии обрушения подпорного сооружения методом Бескина

6) Из точек $E_1, E_2 \dots E_n$ проводятся прямые параллельные ориентирующей прямой $E_1H_1, E_2H_2 \dots E_nH_n$;

7) Определяют площади $F_1, F_2 \dots F_n$ полученных треугольников $ABC_1, ABC_2 \dots ABC_n$;

8) Полученные значения площадей $F_1, F_2 \dots F_n$ также откладываются в виде ординат графика;

9) Точка пересечения кривых S и F определит величину x , соответствующую равенству площадей ABE и BEH соответствующую опасной кривой.

6.2 Влияние нагрузок на положение линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений при расчете на внутреннюю устойчивость

В данном разделе рассмотрены следующие виды нагрузок на подпорные сооружения:

- 1) сплошная равномерная нагрузка;
- 2) полосовая нагрузка;
- 3) сосредоточенная нагрузка;

4) касательная к поверхности засыпки.

6.2.1 При действии сплошной равномерной нагрузки

1) При действии сплошной равномерной нагрузки точке B (Рисунок 4, 5) соответствует точка пересечения задней грани стены с условной поверхностью грунта, расположенной выше действительной на величину h_q (Рисунок 6).

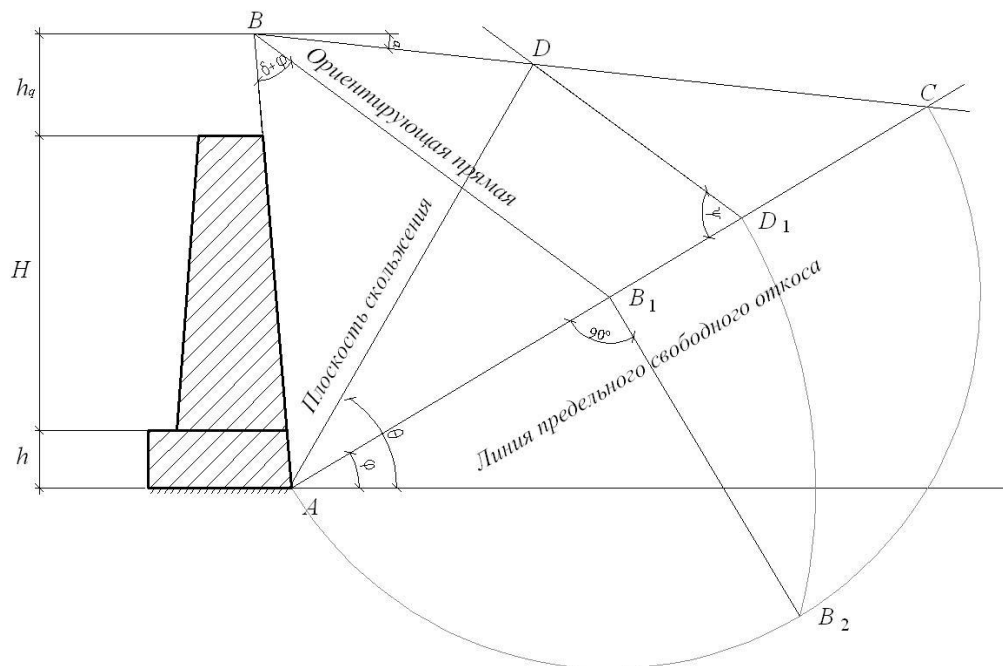


Рисунок 6 – Определение линии обрушения подпорного сооружения при действии сплошной равномерной нагрузки

2) Высота слоя грунта эквивалентного по весу равномерно распределенной нагрузке (h_q), определяется по формуле:

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{fs}}, \quad (6.1)$$

3) Линия обрушения определяется аналогично подразделу 6.1.

6.2.2 При действии полосовой нагрузки

1) Если неравномерная полосовая нагрузки приложена за пределами линии обрушения определенной без учета полосовой нагрузки, то она не оказывает влияние на ее изменение.

2) Если линия обрушения выходит на поверхность засыпки в пределах загруженного участка, то определение давления на подпорное сооружение производится так же, как и в

случае распределенной нагрузки, занимающей всю сползающую призму, но при соответствующей величине равнодействующей нагрузки.

3) Если плоскость скольжения выходит на поверхность за нагрузкой, то последняя целиком прибавляется к величине сползающей призмы ($G+P$), Рисунок 7.

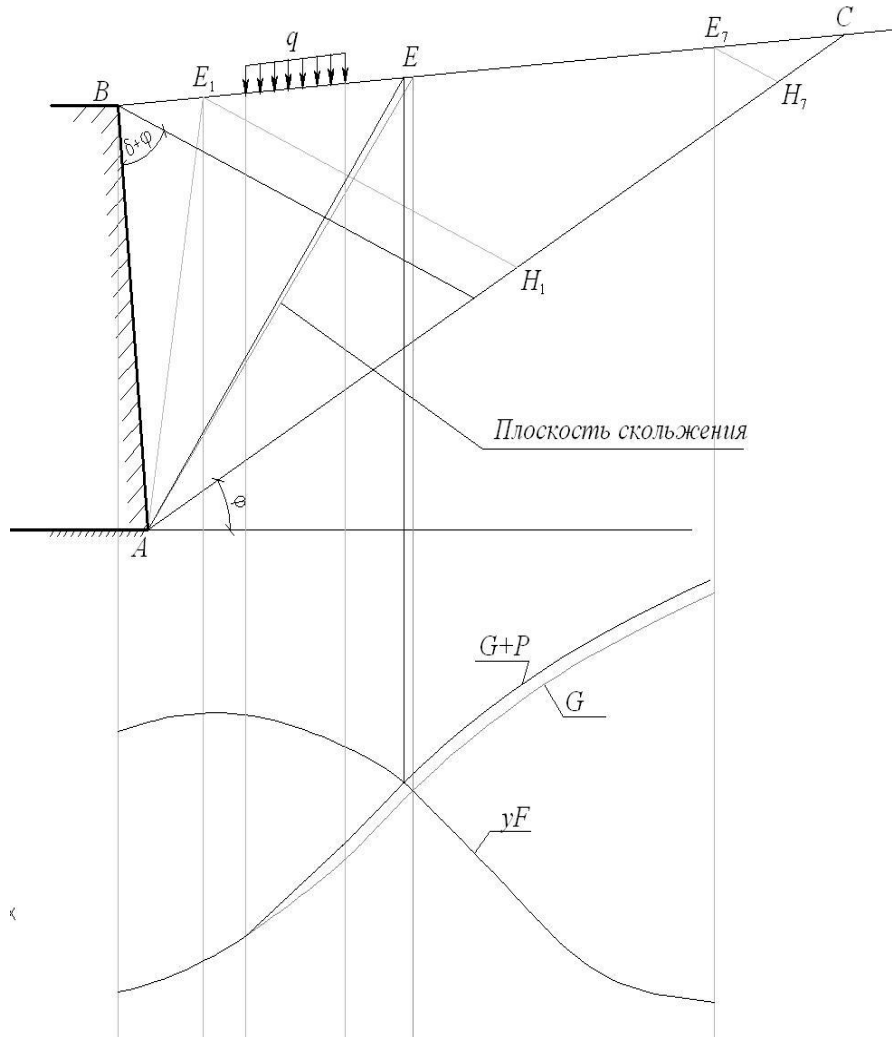


Рисунок 7 – Определение линии обрушения подпорного сооружения при действии полосовой нагрузки

6.2.3 При действии сосредоточенной нагрузки

При действии сосредоточенной, линейной нагрузки в направлении длины стены подпорного сооружения нагрузки P , крутизна плоскости скольжения увеличивается аналогично действию полосовой нагрузки (Рисунок 6).

6.2.4 При действии касательной нагрузки к поверхности засыпки

При действии сосредоточенной, линейной нагрузки в направлении длины стены подпорного сооружения нагрузки P , крутизна плоскости скольжения увеличивается аналогично действию полосовой нагрузки (Рисунок 6).

6.3 Определение положения линии возможного обрушения (поверхности скольжения) для подпорных сооружений при расчете на внешнюю устойчивость

6.3.1 Расчет подпорного сооружения на внешнюю общую устойчивость представляет интерес в случае, когда основание сложено слабыми грунтами, а обрушение может пройти за пределами подпорного сооружения вместе с грунтовым основанием.

6.3.2 При расчете подпорного сооружения на внешнюю общую устойчивость предполагается, что сдвиг может произойти по некоторой криволинейной поверхности скольжения.

6.3.3 Условно принимается, что криволинейная поверхность скольжения проходит через нижнее заднее ребро подпорного сооружения (Рисунок 8).

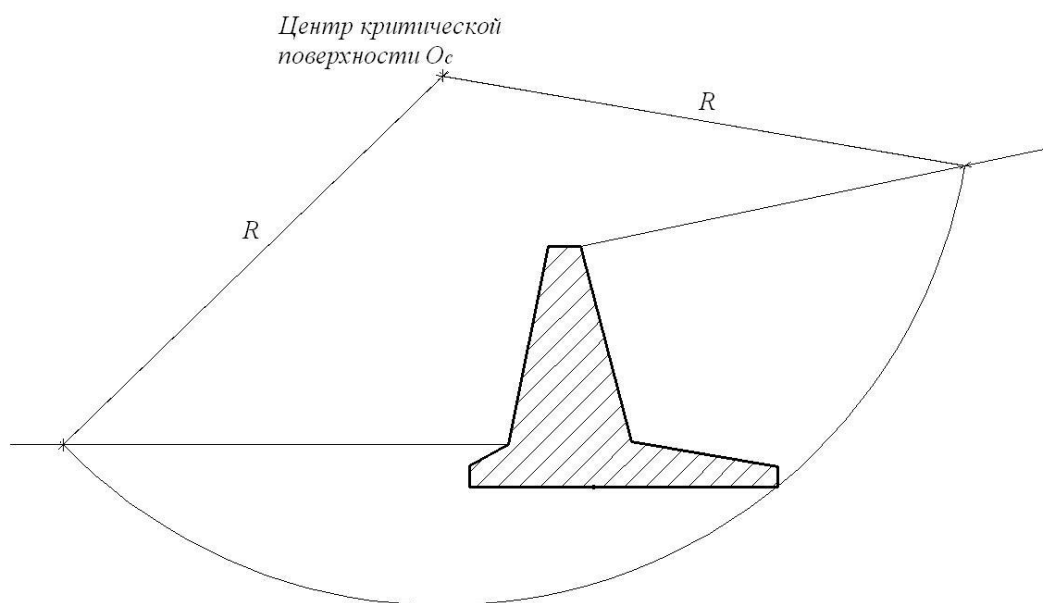


Рисунок 8 – Криволинейная поверхность скольжения подпорного сооружения

7 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНТРА КРИТИЧЕСКОЙ ПОВЕРХНОСТИ СКОЛЬЖЕНИЯ ОТКОСА НАСЫПИ

7.1 Наиболее опасная поверхность скольжения может проходить через подошву откоса (внутренняя устойчивость) или располагаться глубже подошвы (внешняя устойчивость), **Ошибка! Источник ссылки не найден..**

7.2 Вероятность прохождения опасной дуги скольжения через подошву откоса повышается с увеличением его крутизны, а также с увеличением значений сдвиговых характеристик грунтов основания откоса по сравнению со значениями сдвиговых характеристик грунта самого откоса. При практических расчетах следует рассматривать оба возможных варианта прохождения поверхности скольжения, за исключением случаев, когда поверхность скольжения не может пройти в основании (очень прочный грунт в основании откоса).

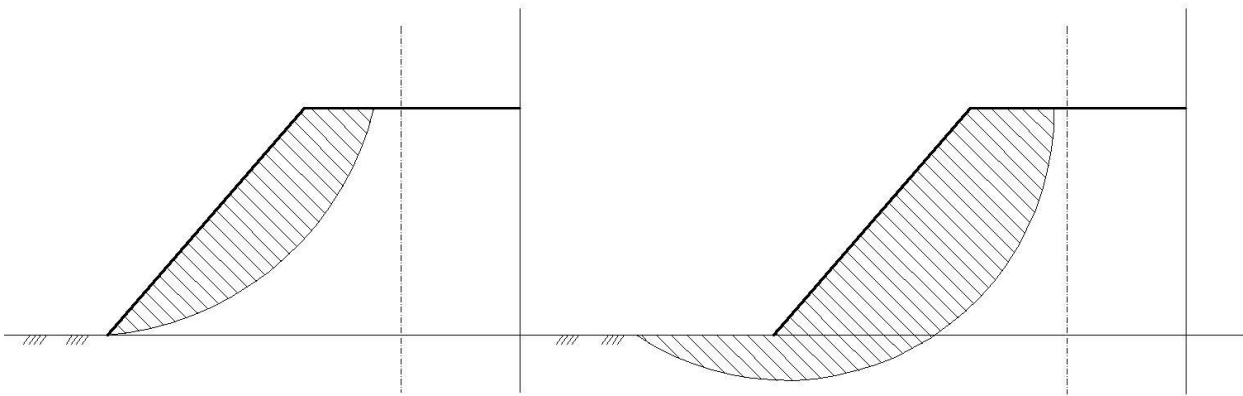


Рисунок 9 – Положение круглоцилиндрической поверхности скольжения по отношению к откосу

7.3 Центр критической дуги скольжения, проходящей через подошву ненагруженного откоса насыпи, находят следующим образом:

1) Предварительно находят точку O пересечения двух прямых AO и CB . Прямую AO проводят под углом 25° к средней (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**) поверхности откоса. Прямую CB проводят через бровку откоса и точку B , отстоящую от поверхности насыпи или выемки на глубину $2H$ и от подошвы откоса на расстояние $4,5H$.

2) Точка O принимается в первом приближении за центр критической кривой скольжения. Проведя из этого центра кривую скольжения, определяют коэффициент запаса для полученного отсека. Далее на прямой CB выбирают еще несколько точек в качестве центров кривых скольжения на расстоянии примерно $0,25H$ друг от друга и повторяют эти расчеты до тех пор, пока не будет определено положение точки, отвечающей минимальному коэффициенту устойчивости.

3) После нахождения на прямой CB центра наиболее опасной дуги скольжения, которой соответствует минимальный коэффициент запаса устойчивости, необходимо путем ряда аналогичных попыток найти центр наиболее опасной кривой скольжения по прямой DE вправо и влево от центра критической кривой, расположенного на прямой CB .

4) Окончательно за расчетную принимают наиболее опасную кривую скольжения с центром на прямой DE , которой соответствует минимальный коэффициент запаса устойчивости.

5) Центр критической кривой скольжения, проходящий через основание откоса, располагается в зоне между вертикалью и нормалью, проведенными из середины поверхности откоса средней крутизны (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**). Верхняя точка выхода кривой скольжения первоначально принимается на основе предшествующих расчетов.

6) В первом приближении этот центр назначают на биссектрисе угла α на расстоянии H от точки M . На продолжении линии OM через $0,25H$ откладывают центры для последующих этапов нахождения критической кривой скольжения. Через центр критической кривой скольжения, которой соответствует n , проводят линию DE перпендикулярно OM , где также через $0,25H$ откладывают центры возможных критических кривых скольжения для проверочных расчетов.

7) За расчетный принимают наименьший коэффициент запаса устойчивости, соответствующий критической кривой скольжения, проведенной из центра, расположенного на прямой DE .

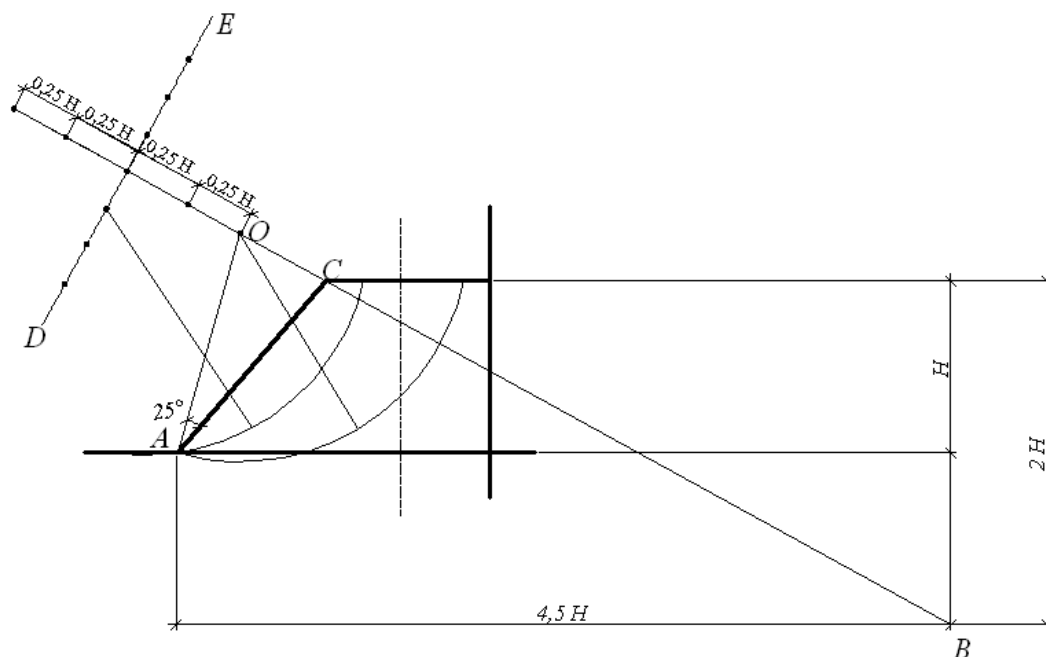


Рисунок 10 – Нахождение центра критической поверхности скольжения, проходящей через подошву откоса, способом последовательного приближения

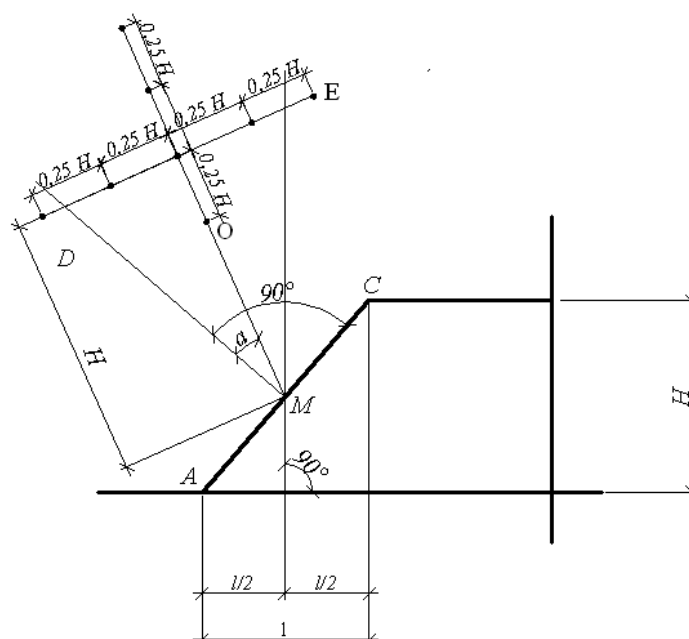


Рисунок 11 – Нахождение центра критической поверхности скольжения, проходящей через основание откоса, способом последовательного приближения

8 РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Положения настоящего подраздела следует соблюдать при расчете на общую устойчивость подпорных сооружений, возводимых на естественном основании на

территориях промышленных предприятий городов и поселков, а также на подъездных и внутриплощадочных железных и автомобильных дорогах.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Настоящие нормы не распространяются на подпорные сооружения гидротехнических сооружений и магистральных дорог.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Тонкостенные подпорные сооружения, как правило, проектируют железобетонными, в том числе с контрфорсами и анкерными тягами.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Массивные подпорные сооружения проектируют из бетона, бутобетона, бутовой кладки при специальном технико-экономическом обосновании.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Предельные состояния подпорной стенки по общей устойчивости подразделяют на:

- Устойчивость против опрокидывания;
- Устойчивость против сдвига.

8.1 Расчет активного и пассивного давления грунта на подпорное сооружение

8.1.1 Активным давлением грунта называется минимальное значение давления грунта, активизирующегося при перемещении подпорного сооружения в сторону от засыпки.

8.1.2 Пассивным давлением грунта называется максимальное значение давления грунта, активизирующегося при перемещении подпорного сооружения в сторону засыпки.

8.1.3 Общие данные (Расчетная схема)

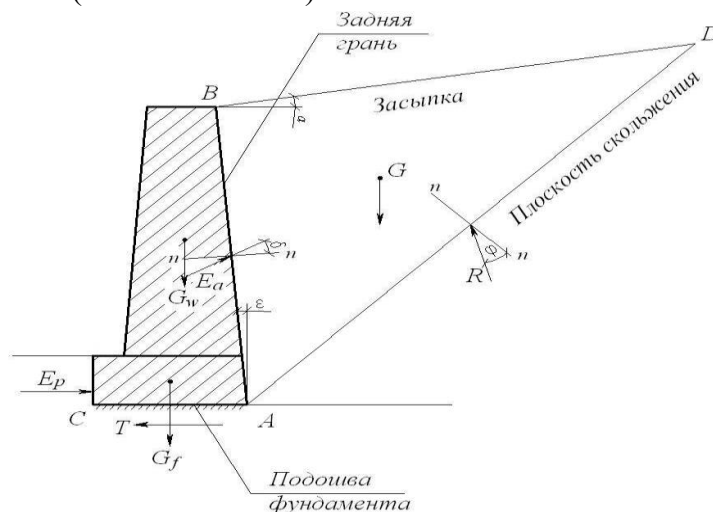


Рисунок 12 – Схема действия сил на стену

AB – задняя грань;

AC – подошва фундамента подпорного сооружения;

AD – плоскость обрушения;

α – угол наклона засыпки;

ε – угол наклона задней грани стенки подпорного сооружения;

δ – угол трения грунта засыпки по материалу стенки подпорного сооружения (угол отклонения от нормали задней грани стены, где прилагается реакция активного давления E_a);

φ – угол внутреннего трения грунта (угол отклонения нормали линии обрушения, где прилагается реакция R);

θ – угол линии обрушения;

R – реакция со стороны грунта, находящегося в допредельном состоянии;

E_a – равнодействующая сила (реакция) активного давления;
 E_n – равнодействующая сила (реакция) пассивного давления;
 G – собственный вес грунта призмы обрушения;
 G_w – собственный вес конструкции стены подпорного сооружения;
 G_f – собственный вес конструкции подошвы фундамента подпорного сооружения.

8.2 Аналитический метод определения активного и пассивного давления грунта на стенку подпорного сооружения

8.2.1 Расчет интенсивности активного давления e_a грунта выполняется на 1 погонный метр стены подпорного сооружения, размерность e_a в кН/м.

8.2.2 Интенсивность активного давления определяется по формуле:

$$e_a = \gamma_{fs} \cdot z \cdot \xi_a, \quad (8.1)$$

где γ_{fs} – удельный вес грунта засыпки, кН/м³;

z – глубина залегания рассматриваемой точки, от поверхности засыпки (точка В на Рисунке 12), в которой определяется величина интенсивного активного давления, м;

ξ_a – коэффициент бокового активного давления грунта.

8.2.3 Коэффициент бокового активного давления грунта определяется по следующим формулам:

1) при $\alpha \neq 0$, $\delta \neq 0$ и $\varepsilon \neq 0$ (смотрите Рисунок 12)

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)}, \quad (8.2)$$

где

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}, \quad (8.3)$$

2) при $\alpha = 0$, $\delta = 0$ и $\varepsilon = 0$ (смотрите Рисунок 12)

$$\xi_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8.4)$$

8.2.4 Величины горизонтальных e_{ah} и вертикальных e_{av} составляющих определяются по следующим формулам:

$$e_{ah} = e_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta), \quad (8.5)$$

$$e_{av} = e_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta), \quad (8.6)$$

В формулах (13) – (17) при отрицательных значениях ε и α , знаки перед этими углами меняются на обратные.

8.2.5 Равнодействующая эпюры активного давления определяется по формуле:

$$A_a = \frac{\gamma_{fs} \cdot H^2 \cdot \xi_a}{2}, \quad (8.7)$$

При отсутствии равномерно распределенной нагрузки q по поверхности засыпки, равнодействующая активного давления будет прилагаться на высоте $H/3$ от подошвы фундамента стены.

Величины горизонтальных E_{ah} и вертикальных E_{av} составляющих равнодействующей определяются по следующим формулам:

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta), \quad (8.8)$$

$$E_{av} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta), \quad (8.9)$$

8.2.6 Величина интенсивности пассивного давления e_p , действующего на переднюю грань фундамента подпорного сооружения высотой h (Рисунок 12) определяется из условия $\alpha=0$, $\delta=0$ и $\varepsilon=0$:

$$e_p = \gamma_{fs} \cdot z \cdot \xi_p, \quad (8.10)$$

где z – ордината, отсчитываемая от поверхности грунта основания, м;

ξ_p – коэффициент бокового пассивного давления, определяется по формуле:

$$\xi_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \quad (8.11)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта, лежащего в пределах глубины h , град.

Величина равнодействующей пассивного давления определяется по формуле:

$$E_p = \frac{\gamma_{fs} \cdot h^2}{2} \xi_p, \quad (8.12)$$

Равнодействующая пассивного давления будет прилагаться на высоте $h/3$ от подошвы фундамента стены.

Окончательную величину равнодействующей пассивного давления рекомендуется принимать как $1/3$ от E_p , поскольку активизация реакции отпора происходят при существенных перемещениях, превышающих, как правило, предельные.

8.2.7 На Рисунке 13 представлены эпюры давлений e_a , e_{ah} , e_{av} и e_p при отсутствии нагрузки.

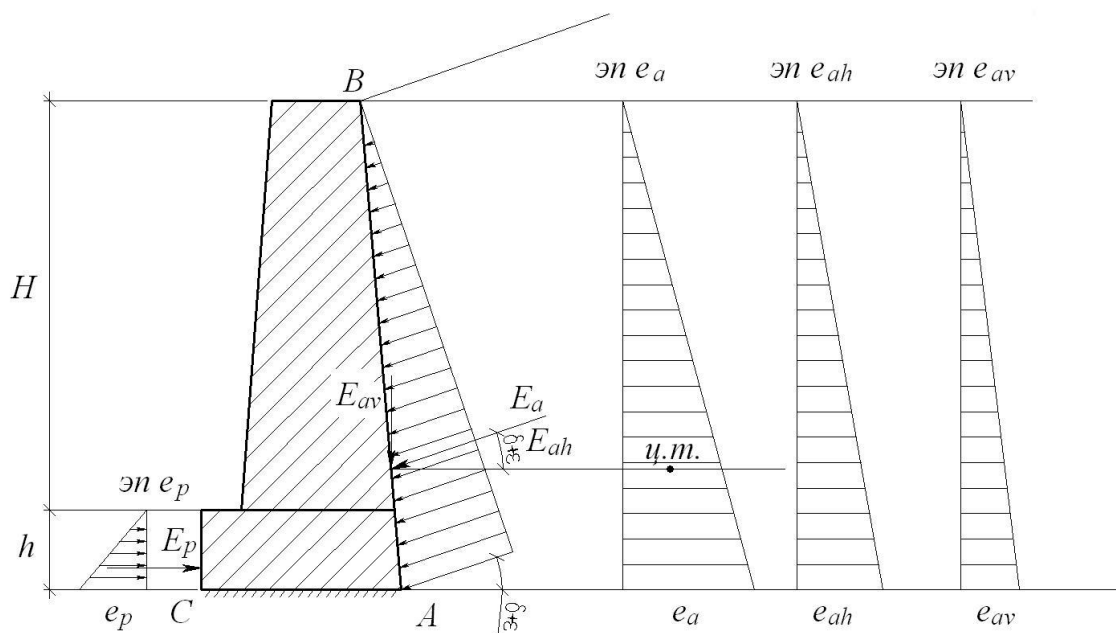


Рисунок 13 – Расчетная схема и эпюры интенсивности давления грунта на подпорную стену

8.3 Графоаналитический метод определения активного и пассивного давления грунта на стенку подпорного сооружения

8.3.1 Графоаналитический метод (построение Понселе) сводится к графическому построению треугольника Ребхана, площадь которого умноженная на длину призмы обрушения l , и на удельный вес засыпки γ_s , равна равнодействующей активного давления грунта $E_{a,ref}$ на стену.

8.3.2 Последовательность построения треугольника Ребхана (Рисунок 14):

- 8) Из точки A провести под углом φ к горизонту линию предельного свободного откоса AC до пересечения с поверхностью грунта BC ;
- 9) Из точки B провести ориентирующую прямую BB_1 под углом $\delta + \varphi$ к линии AB ;
- 10) Провести полуокружность, приняв линию предельного свободного откоса (линия AC) как ее диаметр;
- 11) Из точки B_1 провести перпендикуляр к AC до пересечения с полуокружностью (точка B_2);
- 12) Радиусом AB_2 провести дугу до пересечения с линией предельного свободного откоса AC (точка D_1);
- 13) Определить точку D , проведя линию DD_1 параллельно линии BB_1 ;
- 14) Радиусом DD_1 из точки D_1 найти положение точки K .

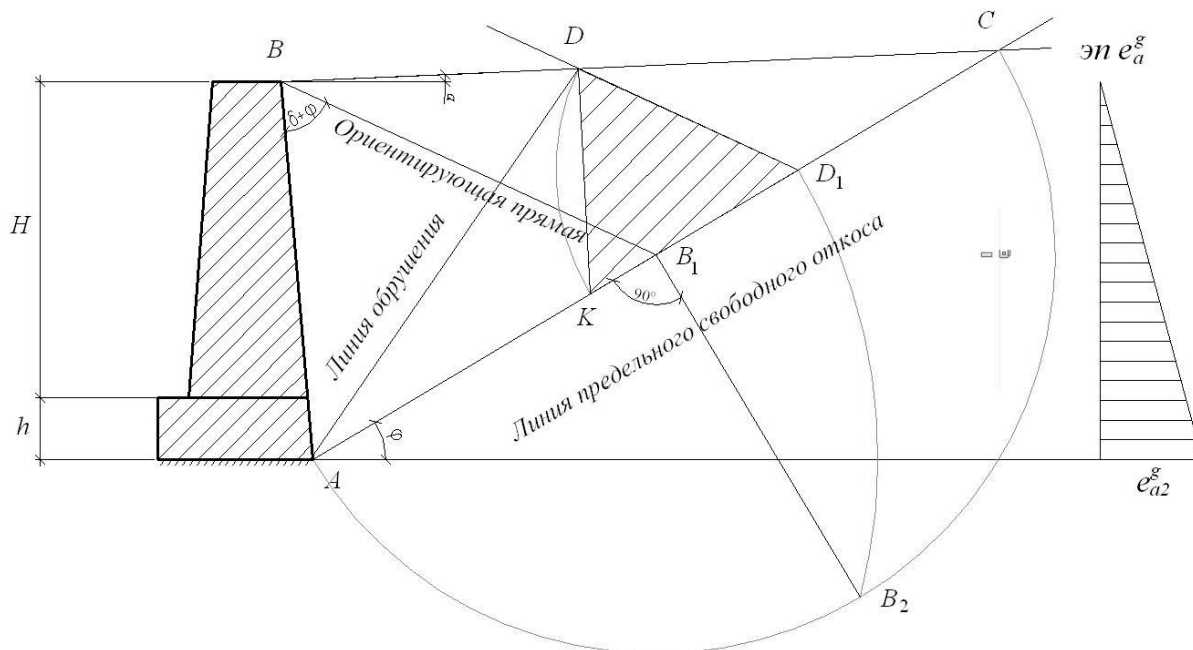


Рисунок 14 – Графоаналитический метод определения активного давления

8.3.3 При отсутствии равномерно распределенной нагрузки q по поверхности засыпки нижняя ордината эпюры интенсивности активного давления определяется по формуле:

$$e_{af}^g = \frac{2 \cdot E_{a,ref}}{l \cdot H}, \quad (8.13)$$

$$E_{a,ref} = F \cdot \gamma_f, \quad (8.14)$$

где F – площадь треугольника, полученного графоаналитическим построением, м^2 (Рисунок 13).

8.3.4 Равнодействующая активного давления на стену подпорного сооружения заданной высоты H , определяется по формуле:

$$E_a^g = \frac{e_{af}^g}{2} \cdot H, \quad (8.15)$$

8.3.5 Расхождение между графоаналитическим E_a^g и аналитическим E_a не должно превышать 5%.

$$\Delta = \frac{\hat{A}_a^g - \hat{A}_a}{\hat{A}_a} \cdot 100 < 5\%, \quad (8.16)$$

8.4 Аналитический метод определения давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии нагрузок

8.4.1 Действие любой нагрузки на подпорные сооружения может привести к изменению плоскости скольжения (линии обрушения).

8.4.2 Для любой плоскости скольжения силовой треугольник при учете нагрузки будет подобным силовому треугольнику при отсутствии нагрузки.

8.4.3 В данном разделе рассмотрены следующие виды нагрузок на подпорные сооружения:

- 1) сплошная равномерная нагрузка;
- 2) полосовая нагрузка;
- 3) сосредоточенная нагрузка;
- 4) касательная к поверхности засыпки.

8.5 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии сплошной равномерной нагрузки

8.5.1 При наличии сплошной равномерной нагрузки q (Рисунок 15) по поверхности засыпки ординаты эпюр интенсивности активного давления на уровне верха стенки определяются по формуле:

$$e_{aw} = \gamma_{fs} \cdot h_q \cdot \xi_a, \quad (8.17)$$

8.5.2 Ординаты эпюр интенсивности активного давления на уровне подошвы фундамента определяются по формуле:

$$e_{af} = \gamma_{fs} \cdot (h_q + H) \cdot \xi_a, \quad (8.18)$$

где h_q – высота слоя грунта эквивалентного по весу равномерно распределенной нагрузке, м, определяется по формуле:

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{fs}}, \quad (8.19)$$

8.5.3 Графоаналитическим методом ордината эпюры интенсивности активного давления на уровне подошвы фундамента стены определяется по формуле:

$$e_{af}^g = \frac{2 \cdot E_{a,ref}}{l \cdot (H + h_q)}, \quad (8.20)$$

$$E_{a,ref} = F \cdot \gamma_f, \quad (8.21)$$

где F – площадь треугольника, полученного графоаналитическим построением, м^2 .

Ордината эпюры интенсивности активного давления на уровне верха стены определяется по формуле:

$$e_{aw}^g = e_{af}^g \frac{h_q}{H + h_q}, \quad (8.22)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Точке В соответствует вершина задней грани стены, а при наличии действующей нагрузки по поверхности засыпки (удерживающий грунтовый массив) точка пересечения задней грани стены с условной поверхностью грунта, расположенной выше действительной на величину h_q , (Рисунок 15).

8.5.4 Величины горизонтальных e_{ah} и вертикальных e_{av} составляющих интенсивности активного давления e_{aw} и e_{af} , определяются как на уровне верха стенки, так и на уровне подошвы по формулам (8.5) и (8.6).

8.5.5 Равнодействующая эпюры активного давления определяется по формуле:

$$\dot{A}_a = \frac{e_{aw} + e_{af}}{2} \cdot H, \quad (8.23)$$

8.5.6 Равнодействующая активного давления будет прилагаться от подошвы на следующем расстоянии:

$$\dot{I}_0 = \frac{\dot{I}}{3} \cdot \frac{\dot{I} + 3h_q}{\dot{I} + 2h_q}, \quad (8.24)$$

8.5.7 Величины горизонтальных E_{ah} и вертикальных E_{av} составляющих равнодействующей активного давления, определяются по формулам (8.8) и (8.9).

8.5.8 На Рисунке 15 представлены эпюры давлений e_a , e_{ah} , e_{av} и e_p при действии сосредоточенной равномерной нагрузке.

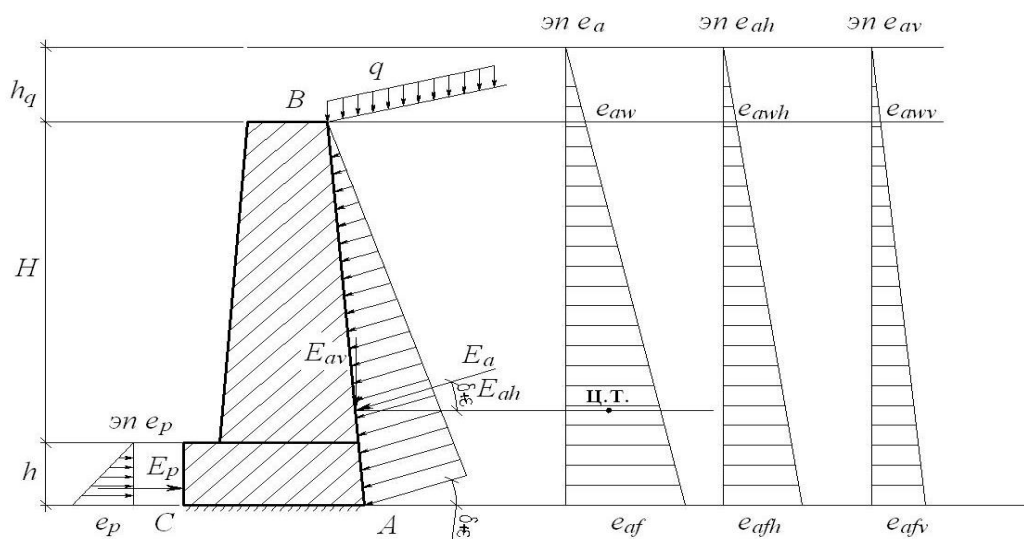


Рисунок 15 – Эпюры активного давления при действии распределенной нагрузки

8.6 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии полосовой нагрузки

8.6.1 Если неравномерная полосовая нагрузки приложена за пределами призмы разрушения, то она не оказывает давления на подпорное сооружение.

8.6.2 Если плоскость скольжения выходит на поверхность засыпки в пределах загруженного участка, то определение давления на подпорное сооружение производится так же, как и в случае распределенной нагрузки, занимающей всю сползающую призму, но при соответствующей величине равнодействующей нагрузки.

8.6.3 Если плоскость скольжения выходит на поверхность за нагрузкой, то последняя целиком прибавляется к величине сползающей призмы.

8.6.4 Если полосовая нагрузка приложена на некотором расстоянии от верха задней грани стены подпорного сооружения l и занимает всю оставшуюся часть сползающей призмы обрушения, то эпюры активного давления строятся следующим образом (Рисунок 16 а):

- 1) Из точки E , расположенной на некотором расстоянии l от верха задней грани стены подпорного сооружения, проводятся линии EF и EK под углом φ и θ к горизонту;
- 2) Для части стены подпорного сооружения, лежащей выше точки F , эпюра давлений строится без учета нагрузки;
- 3) Для части стены подпорного сооружения, лежащей ниже точки K , эпюра давлений строится с учетом нагрузки;
- 4) Для средней части стены подпорного сооружения, лежащей в пределах FK проводится переходная прямая.

8.6.5 Определение угла θ приведено в Разделе 6.

8.6.6 Если полосовая нагрузка приложена на некотором расстоянии от верха задней грани стены подпорного сооружения l , действует на некотором расстоянии d и не доходит до конца сползающей призмы обрушения, то эпюры активного давления строятся следующим образом (Рисунок 16 б):

- 1) Из точек E и E_l , начала и конца действия приложенной нагрузки, проводятся линии FE и F_lE_l под углом φ к горизонту;
- 2) Из точек E и E_l , также проводятся линии KE и K_lE_l под углом θ к горизонту;
- 3) Для части стены подпорного сооружения, лежащей выше точки F и ниже точки K , эпюра давлений строится без учета нагрузки;
- 4) Для средней части стены подпорного сооружения, лежащей в пределах K_lF , эпюра давлений строится с учетом нагрузки.
- 5) Для частей стены подпорного сооружения, лежащих в пределах FK и F_lK_l проводятся переходные прямые.

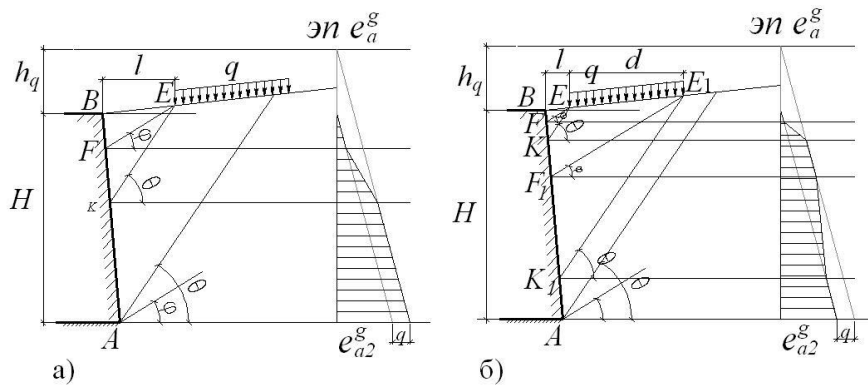


Рисунок 16 – Эпюры активного давления при действии полосовой нагрузки

8.7 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии сосредоточенной нагрузки

8.7.1 Если нагрузка сосредоточенная, линейная, равномерно распределенная, действующая в направлении длины стены подпорного сооружения, то при выделении участка стены единичной длины эта нагрузка рассматривается как сосредоточенный груз и прибавляется к весу сползающей призмы обрушения.

8.7.2 Условно принимается, что положения нагрузки P на поверхности сползающей призмы стены подпорного сооружения не влияет ни на положение плоскости скольжения, ни на величину активного давления.

8.7.3 Давления от сосредоточенной нагрузки на стенку подпорного сооружения определяется следующим образом (Рисунок 17):

1) Из точки приложения нагрузки P проводятся прямые EF и EK под углом φ и θ к горизонту;

2) К эпюре интенсивности давления без учета сосредоточенной нагрузки добавляется треугольник, площадь которого, равна равнодействующей давления от силы P на стенку подпорного сооружения.

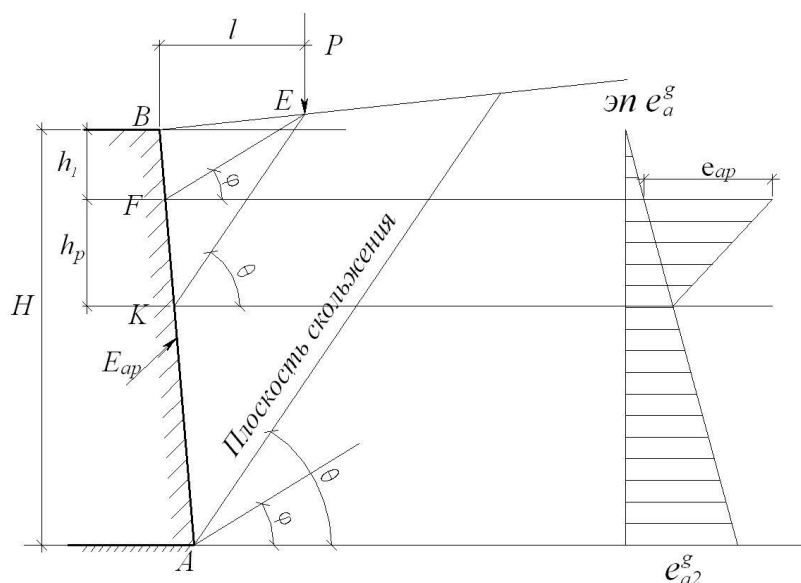


Рисунок 17 – Эпюры активного давления при действии сосредоточенной нагрузки

8.7.4 Величина равнодействующей давления на стенку подпорного сооружения определяется по следующей формуле:

$$E_{ap} = P \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\psi + \theta - \varphi)}, \quad (8.25)$$

где θ – угол наклона плоскости скольжения к горизонту без учета силы P , град;
 ψ – угол DD_1K сползающей призмы обрушения (Рисунок 13), град.

8.7.5 Ордината эпюры интенсивности давления на уровне ее приложения на стену подпорного сооружения определяется по формуле:

$$e_{ap} = \frac{2E_{ap}}{h_p}, \quad (8.26)$$

где h_p – расстояние между точками F и K по вертикали, то есть высота части стенки подпорного сооружения, на которую передается давление силы P , м.

8.7.6 В случае вертикальной ($\varepsilon=0$), гладкой ($\delta=0$), стены подпорного сооружения при горизонтальной поверхности засыпки ($\alpha=0$):

$$h_I = l \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (8.27)$$

$$h_p = \frac{l}{\cos \varphi}, \quad (8.28)$$

$$E_{ap} = P \cdot \operatorname{tg} \varphi \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8.29)$$

$$e_{ap} = \frac{2 \cdot P \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \varphi}{l}, \quad (8.30)$$

где l – расстояние от верха стены подпорного сооружения до точки приложения сосредоточенной нагрузки, м.

8.8 Определение давления грунта на стенку подпорного сооружения при действии равномерной, касательной к поверхности засыпки нагрузки

8.8.1 Многоугольник сил при действии на плоской поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки, касательной к этой поверхности и имеющей интенсивность t представлен на Рисунке 18.

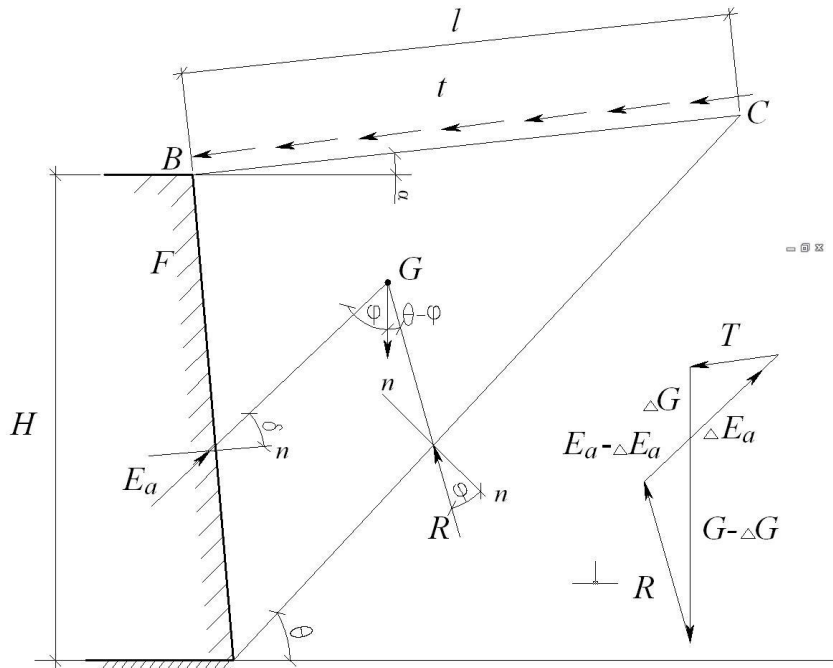


Рисунок 18 – Многоугольник сил при действии касательной нагрузки

8.8.2 Равнодействующая давления на стену подпорного сооружения от действия касательной нагрузки определяется по следующей формуле:

$$E_a = \Delta E_a + (G - \Delta G) \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\Psi + \theta - \varphi)}, \quad (8.31)$$

где $T = t \times l$ – равнодействующая касательной нагрузки, приложенной к поверхности сползающей призмы, кН;

l – расстояние BC, м, Рисунок 18.

$$\Delta E_a = \frac{\cos(a + \varphi)}{\sin \Psi}, \quad (8.32)$$

$$\Delta G = \frac{\cos a}{\sin \Psi}, \quad (8.33)$$

8.8.3 Проведя несколько возможных плоскостей скольжения под разными углами θ и определив для каждой из них соответствующие величины G , T , ΔG , ΔQ и Q , определяют максимальное значение равнодействующей давления касательной нагрузки на стену подпорного сооружения.

8.8.4 В случае вертикальной ($\varepsilon=0$), гладкой ($\delta=0$), стены подпорного сооружения при горизонтальной поверхности засыпки ($\alpha=0$):

$$G = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{ctg} \theta, \Delta Q = 0, \Delta Q = T = t \cdot h \cdot \operatorname{ctg} \theta \quad (8.34)$$

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{ctg} \theta \left[\operatorname{tg}(\theta - \varphi) + \frac{2t}{\gamma \cdot h} \right], \quad (8.35)$$

8.8.5 В Таблице 8.1 приведены значения угла поверхности скольжения θ для интенсивности касательной нагрузки по поверхности засыпки

Таблица 8.1 - Значения угла поверхности скольжения θ

| | | | | | | | |
|-----------------------------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| Интенсивность t , кН/м | 0 | 0,05γh | 0,1γh | 0,15γh | 0,2γh | 0,25γh | 0,289γh |
| Угол θ , град | 60° | 55° | 50°30′ | 42°30′ | 33°30′ | 20° | 0 |

8.8.6 Для определения давления на любой глубине z от поверхности засыпки следует продифференцировать выражение (8.5.6), заменив в нем h на z и имея в виду, что угол θ является функцией z .

8.9 Расчет внутренней устойчивости подпорной стены подпорного сооружения против опрокидывания

8.9.1 Сооружение вместе с грунтом рассматривается как одно целое.

8.9.2 Разрушение произойдет тогда, когда расчетный момент опрокидывающих сил M_d , действующих на сдвигаемое тело, относительно центра O возможного поворота, достигает величины предельного расчетного момента удерживающих сил трения и сцепления относительно той же точки M_r .

8.9.3 Расчет сводится к выполнению следующего условия:

$$F_s \leq \frac{M_r}{M_d}, \quad (8.36)$$

где M_d – расчетный опрокидывающий момент, равный алгебраической сумме расчетных моментов всех сил действующих на стену, относительно центра тяжести подошвы фундамента, кНм;

M_r – расчетный момент удерживающих сил той же точки, кНм;

F_s – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимается по Таблице 8.2.

8.10 Расчет устойчивости подпорной стены против сдвига

Расчет устойчивости положения стены против сдвига следует производить по подошве стены (плоский сдвиг) и по ломаным поверхностям скольжения (глубинный сдвиг) из условия:

$$F_s \leq \frac{Q_r}{Q_d}, \quad (8.37)$$

где Q_d – расчетная сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направлении возможного сдвига, кН;

Q_r – расчетная удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направлении возможного сдвига, кН;

F_s – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый по Таблице 8.2.

Таблица 8.2 – Значения коэффициента надежности

| Класс здания | Коэффициент F_s |
|--|-------------------|
| Класс I. Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие, как: главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, телевизионные башни, сооружения магистральной первичной сети ЕАСС, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью более 10 тыс, м ³ , крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. п. | 1,5 |
| Класс II. Здания и сооружения объектов, имеющих важное народно хозяйственное и (или) социальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и объекты связи, не вошедшие в I и III классы). | 1,4 |
| Класс III. Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие, как: склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники, одноэтажные жилые дома, опоры проводной связи, опоры освещения населенных пунктов, ограды, временные здания и сооружения. | 1,2 |

8.11 Расчет внешней устойчивости стены подпорного сооружения против опрокидывания

8.11.1 При расчете подпорных стен на внешнюю устойчивость центр вращения круглоцилиндрической поверхности принимается в точке пересечения стены и нижней грани фундамента подпорного сооружения.

8.11.2 Рассматривается устойчивость грунтового массива (вместе с конструкциями), ограниченного поверхностью земли, стеной и окружности, проведенной из принятого центра вращения (Рисунок 19).

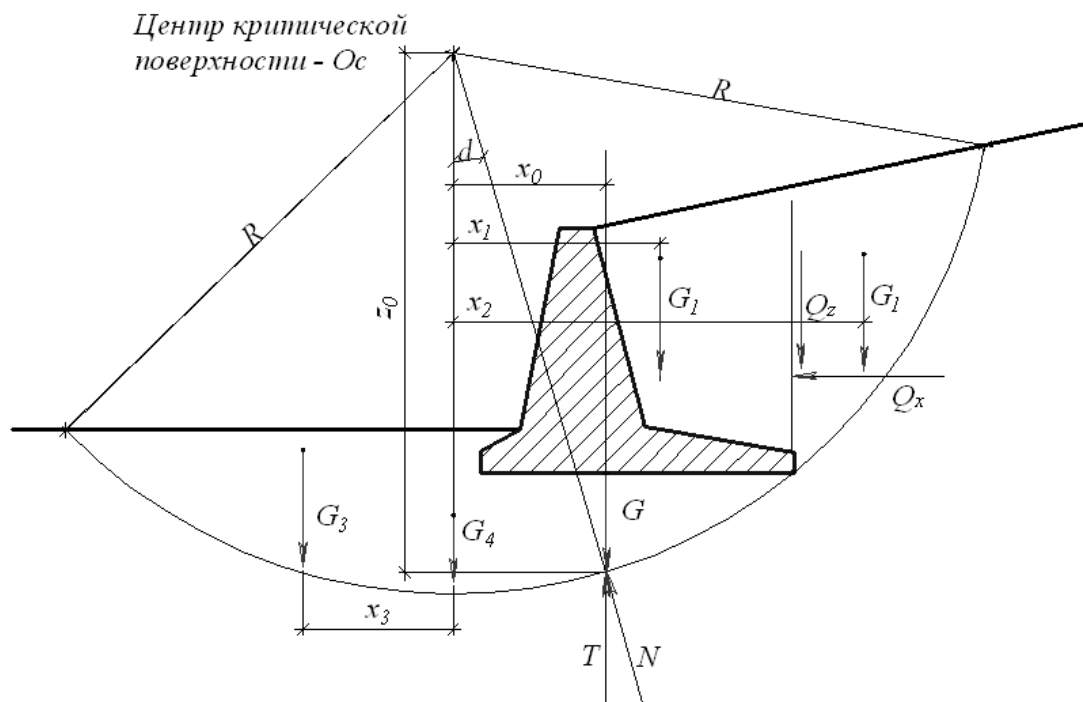


Рисунок 19 – Расчетная схема для определения устойчивости подпорной стенки по круглоцилиндрическим поверхностям

8.11.3 Сооружение вместе с грунтом рассматривается как одно целое. Разрушение по дуге окружности произойдет тогда, когда расчетный момент опрокидывающих сил M_d , действующих на сдвигаемое тело, относительно центра O возможного поворота, достигает величины предельного расчетного момента удерживающих сил трения и сцепления относительно той же точки M_r .

8.11.4 Предельное состояние, выражающее условие прочности и устойчивости, имеет вид:

$$F_s \leq \frac{M_r}{M_d}, \quad (8.38)$$

где M_d – расчетный опрокидывающий момент, равный алгебраической сумме расчетных моментов всех сил действующих на стену, относительно центра тяжести подошвы фундамента, кНм;

M_r – расчетный момент удерживающих сил той же точки, кНм;

F_s – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимается по Таблице 8.2.

8.11.5 Условная зона обрушения разбивается на четыре части (Рисунок 19), весом G_1, G_2, G_3, G_4 , а их плечи относительно центра вращения x_1, x_2, x_3, x_4 .

8.11.6 Коэффициент устойчивости подпорной стенки определяется по следующей формуле:

$$\gamma_{sf} = \left[\operatorname{tg} \varphi + \frac{c \cdot s}{\left(\frac{M}{Gr} \right)^2} \right] \sqrt{\left(\frac{Gr}{M} \right)^2 - 1}, \quad (8.39)$$

где φ – угол внутреннего трения, град;

C – сцепление, кПа;

S – длина дуги круглоцилиндрической поверхности, м;

M – расчетный момент всех действующих сил, равный:

$$M = G \cdot x_0 = Gr \cdot \sin \delta, \quad (8.40)$$

G – равнодействующая всех весовых нагрузок, равное:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4, \quad (8.41)$$

x_0 – плечо равнодействующей всех сил G относительно центра вращения:

$$x_0 = \frac{M}{G} = \frac{G_1 \cdot x_1 + G_2 \cdot x_2 + G_3 \cdot x_3}{G_1 + G_2 + G_3 + G_4}, \quad (8.42)$$

δ – угол отклонения силы G от нормали к окружности, град;

r – радиус круглоцилиндрической поверхности, м.

9 ОСОБЫЕ УСЛОВИЯ И СЛУЧАИ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

9.1 Особые случаи очертания откосов подпорного сооружения

9.1.1 В случае неограниченного простирающегося откоса, начинающегося на некотором расстоянии a от верха задней грани стены (Рисунок 20 а), откос условно продолжается до пересечения с задней гранью стены подпорного сооружения, после чего строятся две эпюры давления:

1) Первая эпюра (с нижней ординатой) для стены высотой h при горизонтальной поверхности засыпки;

2) Вторая эпюра (с нижней ординатой) для стены высотой h_1 при поверхности засыпки, ограниченной откосом.

9.1.2 В качестве расчетной на любой глубине принимается большая из ординат наложенных друг на друга эпюр.

9.1.3 В случае ломанной поверхности засыпки (Рисунок 20 б), эпюра давлений строится из трех эпюр:

1) Первая эпюра (с нижней ординатой) для стены высотой h при горизонтальной поверхности засыпки;

2) Вторая эпюра (с нижней ординатой) для стены высотой h_1 при поверхности засыпки, ограниченной откосом;

3) Третья эпюра (с нижней ординатой) для стены высотой $h+h_2$ при горизонтальной поверхности засыпки.

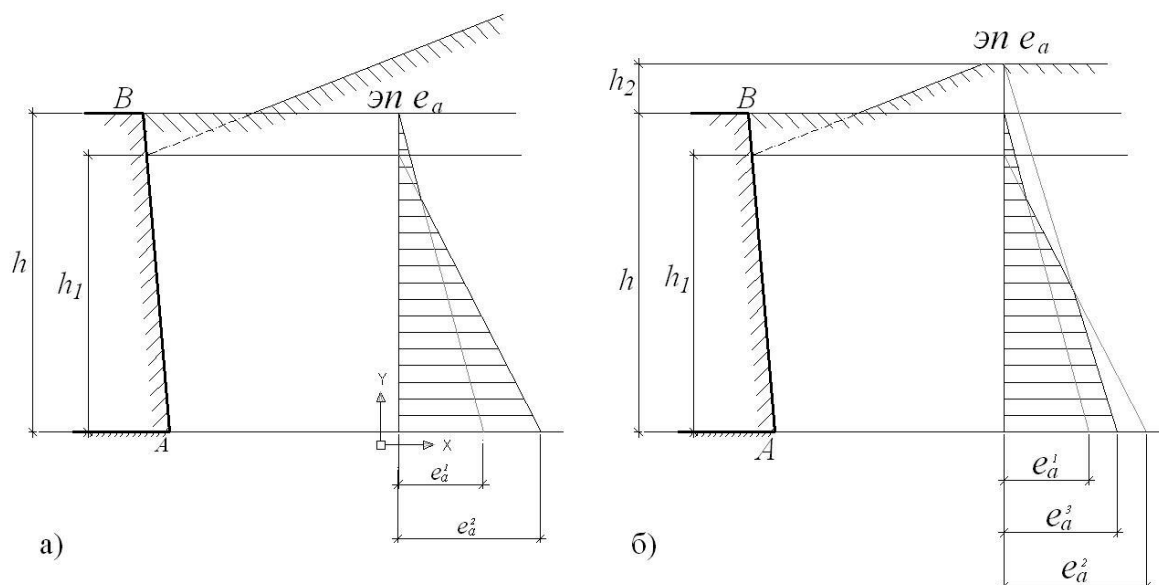


Рисунок 20 – Особый случай очертания откоса подпорного сооружения

9.1.4 Равнодействующая давления в обоих случаях определяется как площадь полной эпюры давления.

9.2 Особые случаи очертания конструкции стены подпорного сооружения

9.2.1 При криволинейном очертании задней грани стены, интенсивность давления на любой глубине z_i определяется по формуле:

$$e_a = \gamma_{fs} \cdot z_i \cdot \xi_a, \quad (9.1)$$

где γ_{fs} - удельный вес грунта засыпки, кН/м³;

z_i - глубина залегания рассматриваемой точки, от поверхности засыпки, в которой определяется величина интенсивного активного давления, м;

ξ_a - коэффициент бокового активного давления грунта.

9.2.2 Коэффициент бокового активного давления грунта определяется по формуле:

$$\xi_a = \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \varepsilon}{2} \right) + \operatorname{tg} \varepsilon \right]^2 \cos^2 \varepsilon, \quad (9.2)$$

где φ - угол внутреннего трения, град;

ε - угол наклона стены к вертикали, град.

9.2.3 Равнодействующая давления определяется как площадь полной эпюры давления.

9.2.4 Как правило, криволинейное очертание стены применяют для уменьшения давления грунта на стенку (обратная задача) с целью снижения затрат по материалу. Придав задней поверхности стены ломаное очертание, можно добиться, чтобы давление с

глубиной нарастало только в пределах каждой грани, а интенсивность давления грунта на стенку стремилось к постоянной величине (Рисунок 21).

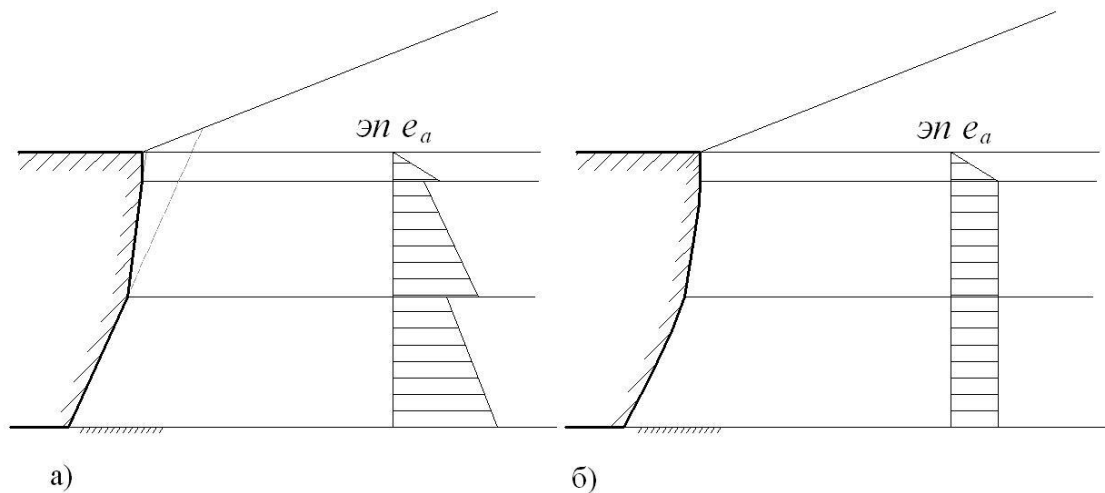


Рисунок 21 – Особый случай очертания конструкции стены подпорного сооружения

9.3 Влияние разнослойности грунта

9.3.1 Если грунт, удерживаемый стеной подпорного сооружения, имеет разнослойное строение (Рисунок 22), то сначала определяется давление на стенку в пределах верхнего слоя и строится эпюра интенсивности давления с нижней ординатой, которая определяется по формуле:

$$e_a^1 = \gamma_{fs}^1 \cdot z_1 \cdot \xi_a^1, \quad (9.3)$$

9.3.2 При определении интенсивности давления следующего (второго) слоя, вес верхнего слоя рассматривается в качестве нагрузки интенсивностью, поэтому верхняя и нижняя ординаты эпюры давления второго слоя будут определяться по формуле:

$$e_a^2 = \gamma_{fs}^1 \cdot z_1 \cdot \xi_a^2, \quad (9.4)$$

$$e_a^2 = (\gamma_{fs}^1 \cdot z_1 + \gamma_{fs}^2 \cdot z_2) \xi_a^2, \quad (9.5)$$

9.3.3 Соответственно, верхняя и нижняя ординаты эпюры давления последующего n-го слоя будут определяться по формуле:

$$e_a^n = (\gamma_{fs}^1 \cdot z_1 + \gamma_{fs}^2 \cdot z_2 + \dots + \gamma_{fs}^{n-1} \cdot z_{n-1}) \xi_a^n, \quad (9.6)$$

$$e_a^n = (\gamma_{fs}^1 \cdot z_1 + \gamma_{fs}^2 \cdot z_2 + \dots + \gamma_{fs}^n \cdot z_n) \xi_a^n, \quad (9.7)$$

9.3.4 Если один из слоев грунта водонепроницаемый, то эффективное давление должно определяться без учета взвешенного воздействия грунтовых вод, то есть из условия, что все поры грунта заполнены водой.

9.3.5 При различных значениях удельного веса грунта и угла внутреннего трения φ для разных слоев, эпюра давления будет иметь уступ и перелом на границе между слоями.

9.3.6 При наличии сплошной равномерной нагрузки P на поверхности засыпки она войдет в качестве слагаемого в каждые из формул (9.6) – (9.7) и должна быть умножена на соответствующее данному слою значение ξ_a .

9.3.7 Сила активного давления грунта каждого слоя равна площади соответствующей части эпюры давления, а равнодействующая – площади всей эпюры.

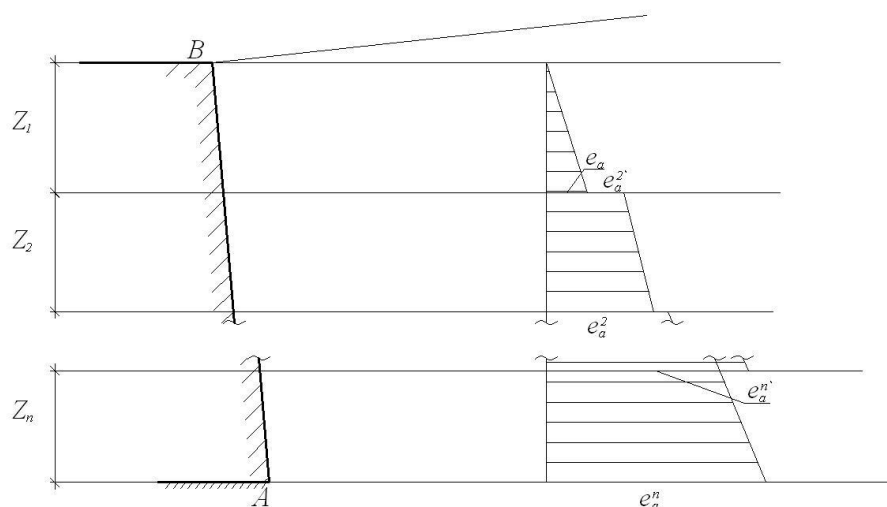


Рисунок 22 – Влияние разнослойности грунта засыпки

9.4 Влияние давления грунтовой воды

9.4.1 Свободная вода, находящаяся в порах грунта, может быть двух видов:

- 1) Гравитационная вода, находящаяся под действием силы тяжести;
- 2) Капиллярная вода, находящаяся под действием силы тяжести и силы капиллярного натяжения вогнутого мениска.

9.4.2 Грунтовая вода может находиться в двух состояниях:

- 1) Статическим;
- 2) Динамическим.

9.4.3 Гравитационная вода, находящаяся в статическом состоянии и заполняющая поры грунта, производит тройное действие:

- 1) оказывает гидростатическое давление на стену подпорного сооружения;
- 2) взвешивает грунт, вследствие чего происходит уменьшение объемного веса грунта;
- 3) снижает сопротивление сдвигу, что приводит к увеличению давления на подпорную стену.

9.4.4 Давление, оказываемое грунтовой водой или воспринимаемое ею, может быть нейтральным или поровым, а давление взвешенного грунтового скелета или воспринимаемое им – эффективным.

9.4.5 Условная интенсивность гидростатического давления (Рисунок 23) на стену подпорного сооружения имеющая уклон определяется по формуле:

$$e_w = \frac{\gamma_w \cdot h_w}{\cos \varepsilon}, \quad (9.8)$$

где γ_w – удельный вес воды, равный 10 кН/м³;

h_w – глубина от уровня грунтовой воды, м;

ε – угол наклона стены к вертикали, град.

9.4.6 Давление воды на подошву фундамента подпорного сооружения принимается распределенной по трапеции (Рисунок 23), а равнодействующая определяется по формуле:

$$P_w = \gamma_w \cdot b \cdot \frac{h_w^1 + h_w^2}{2}, \quad (9.9)$$

где b – ширина подошвы фундамента, м;

h_w^1 и h_w^2 – глубины от уровней грунтовых вод (Рисунок 23), м.

9.4.7 Если один из слоев водонепроницаемый, то при заполнении его пор водой он не приходит во взвешенное состояние, следовательно нейтральное давление воды в пределах этого слоя отсутствует. Эффективное давление, в данном случае, определяется из условия полного заполнения пор водой (Рисунок 24).

9.4.8 При фильтрации направленной вниз ордината эпюры нейтрального давления воды уменьшается от потери напора на величину:

$$\Delta p_w = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\cos \varepsilon}, \quad (9.10)$$

где Δh – потеря напора воды на пути фильтрации длиной h_f (Рисунок 25), определяемая из гидравлического расчета, м.

В данном случае гидродинамическое воздействие направлено вниз и будет уменьшать взвешивающее давление воды. Эффективный объемный вес грунта в конце рассматриваемого участка пути фильтрации, то есть на глубине h_f от поверхности грунта определяется по формуле:

$$\gamma_{ef} = \gamma_b + \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{h_f (1 + e)}, \quad (9.11)$$

где γ_b – удельный вес с учетом взвешивающего воздействия воды, кН/м³;

e – коэффициент пористости.

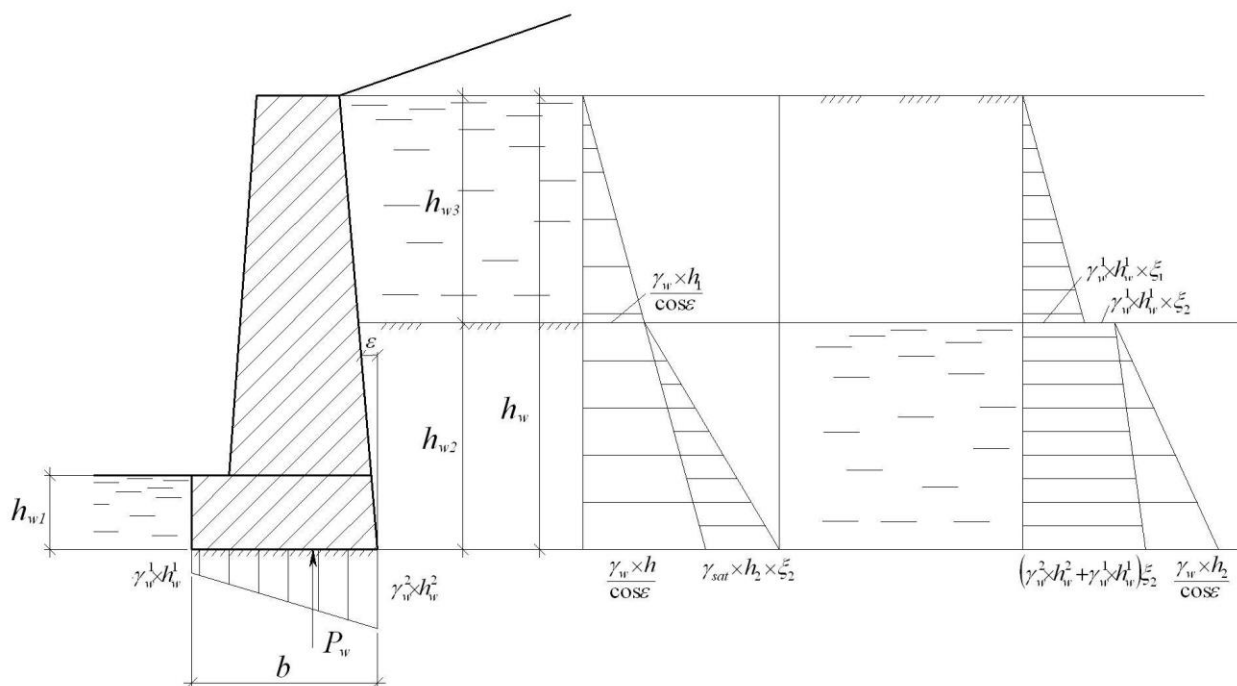


Рисунок 23 – Влияние давления грунтовой воды

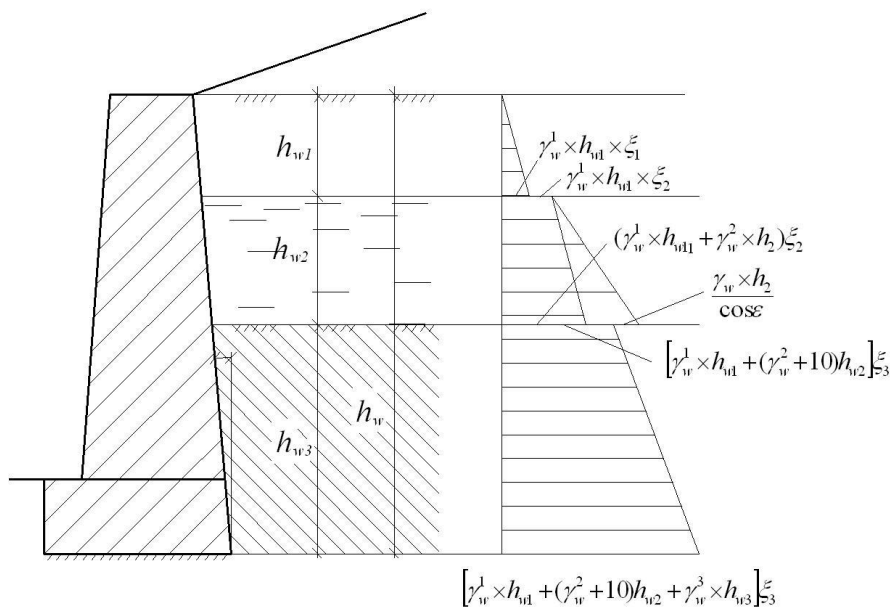


Рисунок 24 – Влияние давления грунтовой воды

9.4.9 При фильтрации направленной вверх, гидродинамическое давление будет увеличивать взвешивающее давление воды. В данном случае эффективный объемный вес грунта определяется по формуле:

$$\gamma_{ef} = \gamma_b - \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{h_f(1+e)}, \quad (9.12)$$

Нижняя ордината нейтрального давления воды увеличивается на величину Δp_w (формула 9.10).

9.4.10 Капиллярная вода, поднятая от уровня гравитационной воды силами капиллярного натяжения на высоту h_k (у.к.п), оказывает на стену подпорного сооружения отрицательное давление (Рисунок 26) и создает дополнительную вертикальную нагрузку на грунт:

$$p_k = \gamma_w \cdot h_k, \quad (9.13)$$

В зоне капиллярного подъема поры грунта оказываются заполненными водой, тогда объемный вес грунта определяется по формуле:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}, \quad (9.14)$$

где γ_s – удельный вес материала частиц грунта, кН/м³.

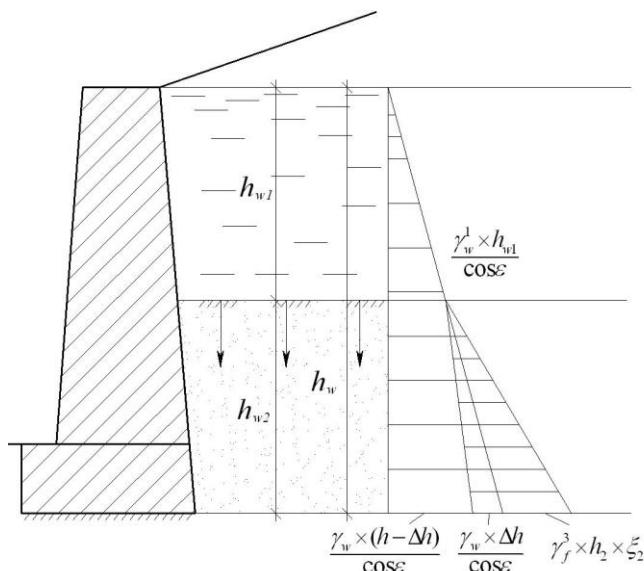


Рисунок 25 – Влияние фильтрации грунтовой воды

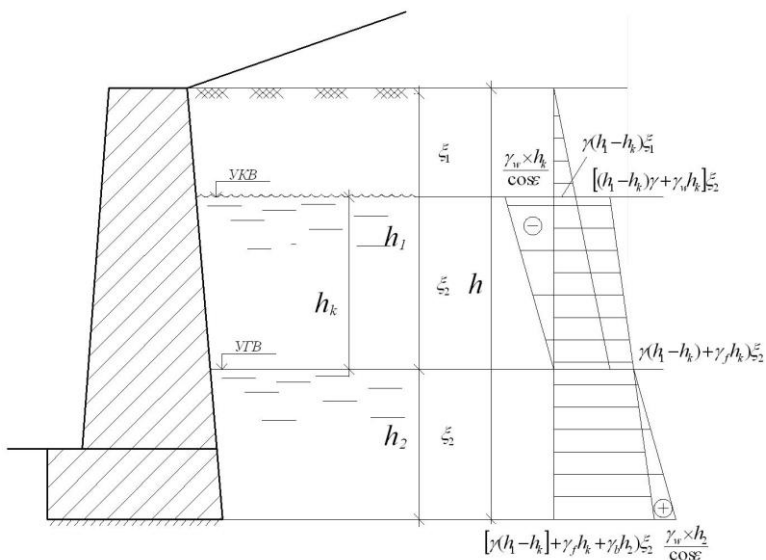


Рисунок 26 – Влияние капиллярной воды

10 РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ

10.1 Аналитический метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения может быть использован как для внутренней оценки устойчивости откоса, так и для внешней оценки устойчивости конструкции насыпи.

10.1.1 Аналитический метод Крея-Терцаги.

Для оценки устойчивости откосов метод Крея-Терцаги предполагает, что нарушение устойчивости откоса может произойти в форме обрушения со срезом и вращением.

10.1.2 Степень устойчивости откоса оценивается по величине коэффициента запаса устойчивости (коэффициент надежности), определяемого по отношению момента удерживающих сил к моменту сдвигающих сил относительно центра наиболее опасной дуги скольжения:

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} \quad (10.1)$$

10.1.3 Для определения коэффициента надежности выделенный при расчете отсек, ограниченный кривой скольжения, разделяют вертикальными сечениями на ряд блоков, примерно одинаковых по ширине (**Ошибка! Источник ссылки не найден.**). Границы блоков назначают в местах перелома линии откоса, в местах пересечения границ различных слоев откоса с поверхностью скольжения.

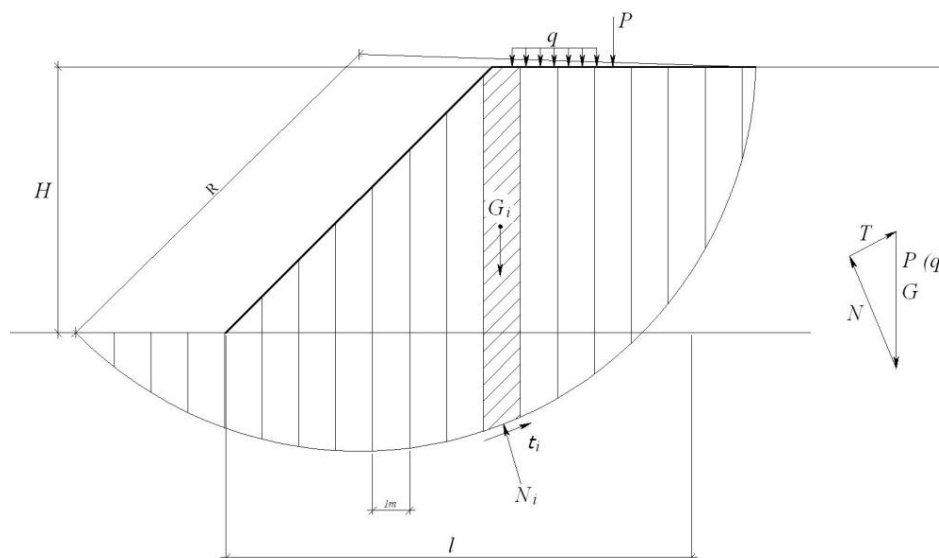


Рисунок 27 – Расчетная схема по методу Крея-Терцаги

10.1.4 Для упрощения расчета ширина каждого блока l_i условно принимается прямой линией. Ширину блока не следует принимать более 2-3 м в целях уменьшения погрешности исчисления площади.

10.1.5 Для каждого блока угол наклона поверхности скольжения к горизонту равен α , а высота блока h_i принимается по центру каждого блока.

10.1.6 Для достижения статического равновесия должно выполняться следующее условие:

- г) сумма всех вертикальных усилий $\sum F_v = 0$
- д) сумма всех горизонтальных усилий $\sum F_H = 0$
- е) сумма моментов всех сил вокруг любой точки $\sum M = 0$

10.1.7 Условия равновесия должны удовлетворять как отдельным блокам, так и всего откоса в целом.

10.1.8 Для расчета общей устойчивости необходимо определить силы, действующие на каждый блок:

- 1) Сила G_i , приложенная в центре тяжести блока;
- 2) Удерживающая сила t_r ;
- 3) Удерживающий момент M_r ;
- 4) Сдвигающая сила t_d ;
- 5) Сдвигающий момент M_d .

10.1.9 Сила G_i равна собственному весу блока, определяется по формуле:

$$G_i = S_i \cdot \gamma_i, \quad (10.2)$$

где $S_i = l_i \times h_i$ – площадь рассматриваемого блока, м;
 γ_i – удельный вес грунта рассматриваемого блока, кН/м³;

Средние значения удельного веса грунта, в зависимости от типа, можно определить по таблице Приложения БЗ.

10.1.10 Удерживающая сила или реакция грунта блока на поверхности скольжения t_r определяется по формуле:

$$t_{ri} = c \cdot l_i + N_i \cdot \tan \varphi, \quad (10.3)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта, град;
 c – удельное сцепление грунта, кН/м²;
 N – нормальная составляющая веса блока G_i :

$$N_i = G_i \cdot \cos \alpha_i, \quad (10.4)$$

10.1.11 Удерживающий момент M_r определяется по формуле:

$$M_r = R \sum t_{ri} = R \sum N_i \cdot \tan \varphi_i + R \sum c_i \cdot l_i, \quad (10.5)$$

α – угол наклона поверхности скольжения блока к горизонту.

10.1.12 Сдвигающая сила t_d на каждом блоке определяется по формуле:

$$t_{di} = G_i \cdot \sin \alpha_i \quad (10.6)$$

10.1.13 Сдвигающий момент M_d определяется по формуле:

$$M_d = R \sum t_{di} = R \sum G_i \cdot \sin \alpha_i \quad (10.7)$$

10.1.14 Коэффициент устойчивости откоса для принятой поверхности скольжения определяется по следующей формуле:

$$F_s = \frac{R \cdot \sum N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + R \cdot \sum c_i \cdot l_i}{R \sum t_{di}} \quad (10.8)$$

10.1.15 Откос насыпи считается устойчивым, если коэффициент устойчивости не превышает 1,5, в противном случае, необходимо принять меры по укреплению откоса.

10.1.16 Аналитический метод Бишопа

При расчете общей устойчивости откосов упрощенным методом Бишопа учитываются поперечные силы, возникающие между блоками (Рисунок 28).

$$G_i + X_{1i} + X_{2i} = N_i \cdot \cos \alpha + t_i \cdot \sin \alpha_i, \quad (10.9)$$

где X_1, X_2 – поперечные силы возникающие между блоками, кН;

t_i – поперечные силы на границе поверхности (нижней части блока):

$$t_i = \frac{l}{F} \left[c' \cdot l_i + (N_i' - u \cdot l_i) \tan \varphi' \right], \quad (10.10)$$

где φ' и c' – касательные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта.

10.1.17 Проецируя силы в вертикальном направлении получим:

$$G_i = N_i' \cos \alpha_i + u \cdot l_i \cos \alpha + \frac{c' \cdot l_i}{F} \cdot \sin \alpha + \frac{N_i'}{F} \tan \varphi' \cdot \sin \alpha_i, \quad (10.11)$$

$$N_i' = \frac{\left[G_i - \left(\frac{c' \cdot l_i}{F} \right) \sin \alpha_i - u \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i \right]}{\left[\frac{\cos \alpha_i + \tan \varphi' \cdot \sin \alpha_i}{F} \right]}, \quad (10.12)$$

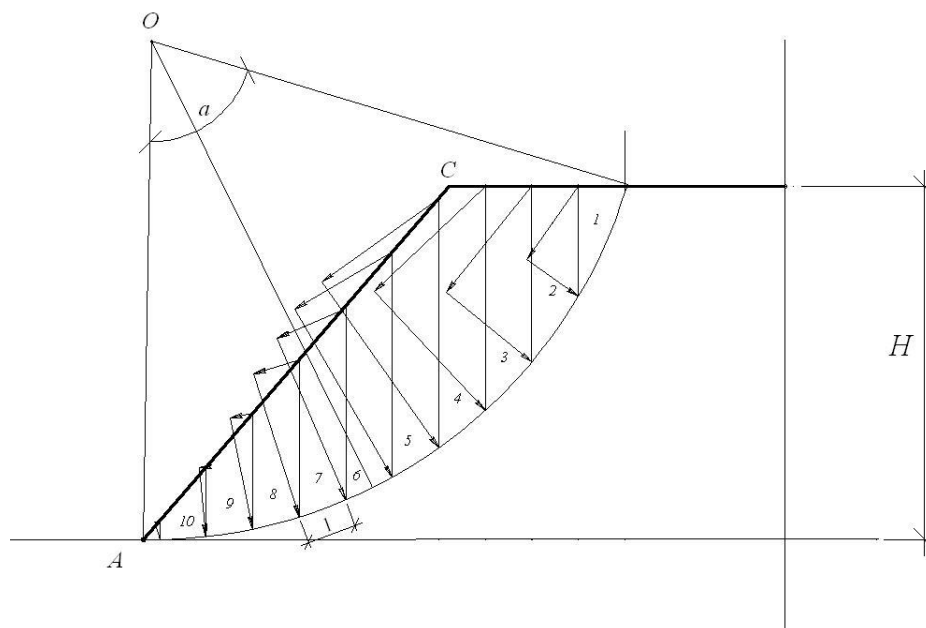


Рисунок 29 – Графический расчет устойчивости откоса способом площадей

$$F_s = \frac{\sum N \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot l + \sum t_r}{\sum t_d}, \quad (10.15)$$

где

$$\sum N \cdot \operatorname{tg} \varphi = \sum (N + N_i) \operatorname{tg} \varphi, \quad (10.16)$$

$$c \cdot l = \frac{\pi \cdot R}{180} \cdot c \cdot \alpha, \quad (10.17)$$

$$\sum t_{r(d)} = \sum T_i + T, \quad (10.18)$$

где F_s – коэффициент устойчивости;

$N_i T_i$ – нормальная и тангенциальная составляющие веса грунта (T_d – в активной зоне, T_r – в пассивной);

N, T – нормальная и тангенциальная составляющие нагрузки на основную площадку (P);

γ – объемный вес грунта, т/м³;

c – удельное сцепление грунта, т/м²;

l – длина поверхности скольжения, м;

R – радиус кривой скольжения, м;

α – центральный угол, определяющий поверхность скольжения грунта.

10.2.2 Расчеты выполняются в следующей последовательности:

1) в масштабе 1:100 или 1:200 вычерчивают поперечный профиль земляного полотна, на который наносят расчетную кривую;

2) отсек, ограниченный расчетной кривой, как при обычном расчете, разбивают на блоки; через точки пересечения линий, ограничивающих блоки, с кривой скольжения из ее центра проводят радиусы;

3) из точек, лежащих на пересечении линий откоса и границы блоков, опускают перпендикуляры на радиусы, проходящие через соответствующие точки на кривой скольжения;

4) полученные в результате данного построения отрезки, равные значениям N_i и T_i (при объемном весе грунта 1 т/м^3), откладывают от горизонтальной линии, являющейся проекцией кривой скольжения. Нормальные и тангенциальные силы со знаком «плюс» откладывают вверх, а тангенциальные со знаком «минус» - вниз. Концы всех отрезков соединяют плавными кривыми;

5) определяют площади фигур ω_1 , ω_2 , ω_3 , ограниченных линиями нормальных и тангенциальных сил и горизонтальной линией, и вычисляют суммарные значения нормальных и тангенциальных сил:

$$\sum N_i = \omega_1 \cdot \gamma \cdot l, \quad (10.19)$$

$$\sum t_d = \omega_2 \cdot \gamma \cdot l, \quad (10.20)$$

$$\sum t_r = \omega_3 \cdot \gamma \cdot l, \quad (10.21)$$

где ω_1 – площадь многоугольника, отражающая величину нормальных сил, м^2 ;

ω_2 , ω_3 – площади многоугольников, отражающие величины тангенциальных сил, сдвигающих и удерживающих соответственно, м^2 ;

γ – объемный вес грунта, кН/м^3 .

Сила сцепления, действующая по поверхности скольжения, определяется обычным способом: $\tilde{n} = \sum \tilde{n}_i \cdot l_i$.

Коэффициент устойчивости вычисляется с учетом полученных значений $\sum N_i$, $\sum T_i$, $\sum c_i \cdot l_i$.

По найденной критической кривой скольжения производится контрольный расчет определения коэффициента устойчивости по основному способу.

10.3 Аналитический метод параллельных поверхностей скольжения

10.3.1 Для оценки устойчивости откосов предполагается что потенциальная поверхность скольжения параллельна поверхности откоса, а глубина его расположения мала по сравнению с длиной откоса. В таком случае, длина откоса условно принимается безграничной, а при анализе его устойчивости можно ограничиться рассмотрением локального участка.

На Рисунке 30 представлена расчетная схема метода параллельных поверхностей скольжения.

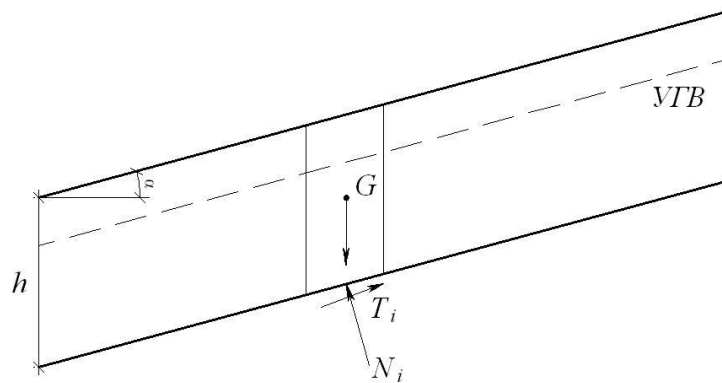


Рисунок 30 – Метод параллельных поверхностей скольжения

10.3.2 Если уровень грунтовых вод находится между поверхностью скольжения и поверхностью грунта, то есть грунт находится не полностью в водонасыщенном состоянии, коэффициент надежности определяется по формуле:

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tga}} \quad (10.22)$$

10.3.3 Если уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью грунта, коэффициент надежности определяется по формуле:

$$F_s = \frac{\gamma' \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_{\text{sat}} \cdot \operatorname{tga}} \quad (10.23)$$

где γ_{sat} – удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии, кН/м³.

11 РАСЧЕТ ПОДПОРНОГО СООРУЖЕНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ АНКЕРОВ

11.1 Стенку с опорой сверху в виде анкера при небольшой глубине забивки рассчитывают как шарнирно опертую в верхней части.

11.2 Активное давление учитывается со стороны задней грани, пассивное – со стороны передней (Рисунок 31).

11.3 Интенсивность активного давления e_a , равнодействующую активного давления E_a , ее вертикальных и горизонтальных составляющих E_{ah} и E_{av} , интенсивность пассивного e_p , равнодействующую пассивного давления E_p , ее вертикальных и горизонтальных составляющих E_{ph} и E_{pv} определяют согласно Разделу 8.

11.4 Делают проверку устойчивости подпорной конструкции на опрокидывание и на сдвиг, определяют коэффициент надежности, согласно подразделу 8.4 и 8.5.

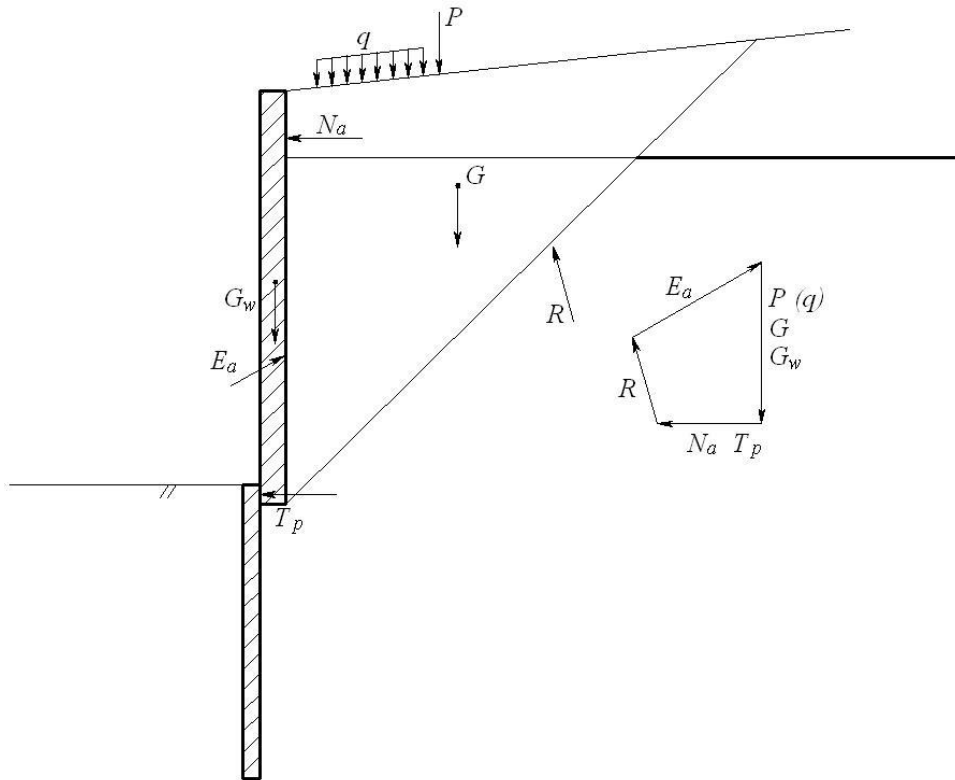


Рисунок 31 – Расчетная схема подпорного сооружения с применением анкера

11.5 Если условие 8.4.3 или условие 8.5 не выполняются, необходимо провести расчет анкерной тяги N .

11.6 Анкерная тяга N_a , определяется из условия проекции на горизонтальную ось всех сил, действующих на стенку:

$$N_a = \sum Q_d - \sum Q_r, \quad (11.1)$$

где Q_d – расчетная сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направлении возможного сдвига, кН;

Q_r – расчетная удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направлении возможного сдвига, кН.

11.7 Определяют необходимую длину анкера, которая зависит от сдвигового сопротивления между грунтом засыпки и материалом анкера.

11.8 Величину сдвигового сопротивления, как правило, определяют лабораторными испытаниями анкера на выдергивание.

11.9 Требуемая длина анкера определяется из следующего условия:

$$2\tau \cdot F_a \cdot L_a = F_p \cdot N_a, \quad (11.2)$$

$$L_a = \frac{F_p \cdot N_a}{2\tau \cdot F_a}, \quad (11.3)$$

где τ – сдвиговое сопротивление между грунтом засыпки и материалом анкера;

F_a – коэффициент надежности, принимаемый равным 0,75;

L_a – требуемая длина анкера;

F_p – коэффициент надежности испытания анкера на выдергивание, принимаемый равным 1,2;

11.10 Длина анкера, определенная по формуле (11.3), принимается за условной линией обрушения (Рисунок 32).

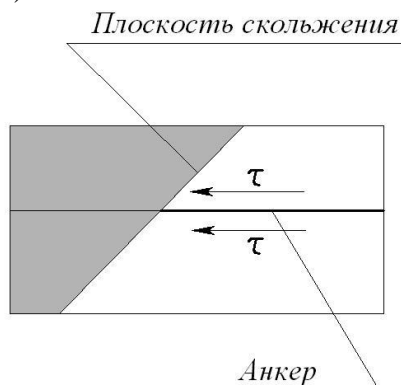


Рисунок 32 – Работа анкера

12 РАСЧЕТ ПОДПОРНОГО СООРУЖЕНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

12.1 Также как и с анкерным креплением, устройство свай является одним из проектных решений, при недостаточной устойчивости подпорного сооружения, то есть при не выполнении условия 8.4.3 или условия 8.5.

12.2 Варианты расчетных схем подпорного сооружения с применением свай представлены на Рисунке 33.

12.3 Интенсивность активного давления e_a , равнодействующую активного давления E_a , ее вертикальных и горизонтальных составляющих E_{ah} и E_{av} , интенсивность пассивного e_p , равнодействующую пассивного давления E_p , ее вертикальных и горизонтальных составляющих E_{ph} и E_{pv} определяют согласно Разделу 8.

12.4 Сопротивление свай горизонтальным нагрузкам N_p , определяется из условия проекции на горизонтальную ось всех сил, действующих на стенку:

$$N_{\delta} = \sum Q_d - \sum Q_r, \quad (12.1)$$

где Q_d – расчетная сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направлении возможного сдвига, кН;

Q_r – расчетная удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направлении возможного сдвига, кН.

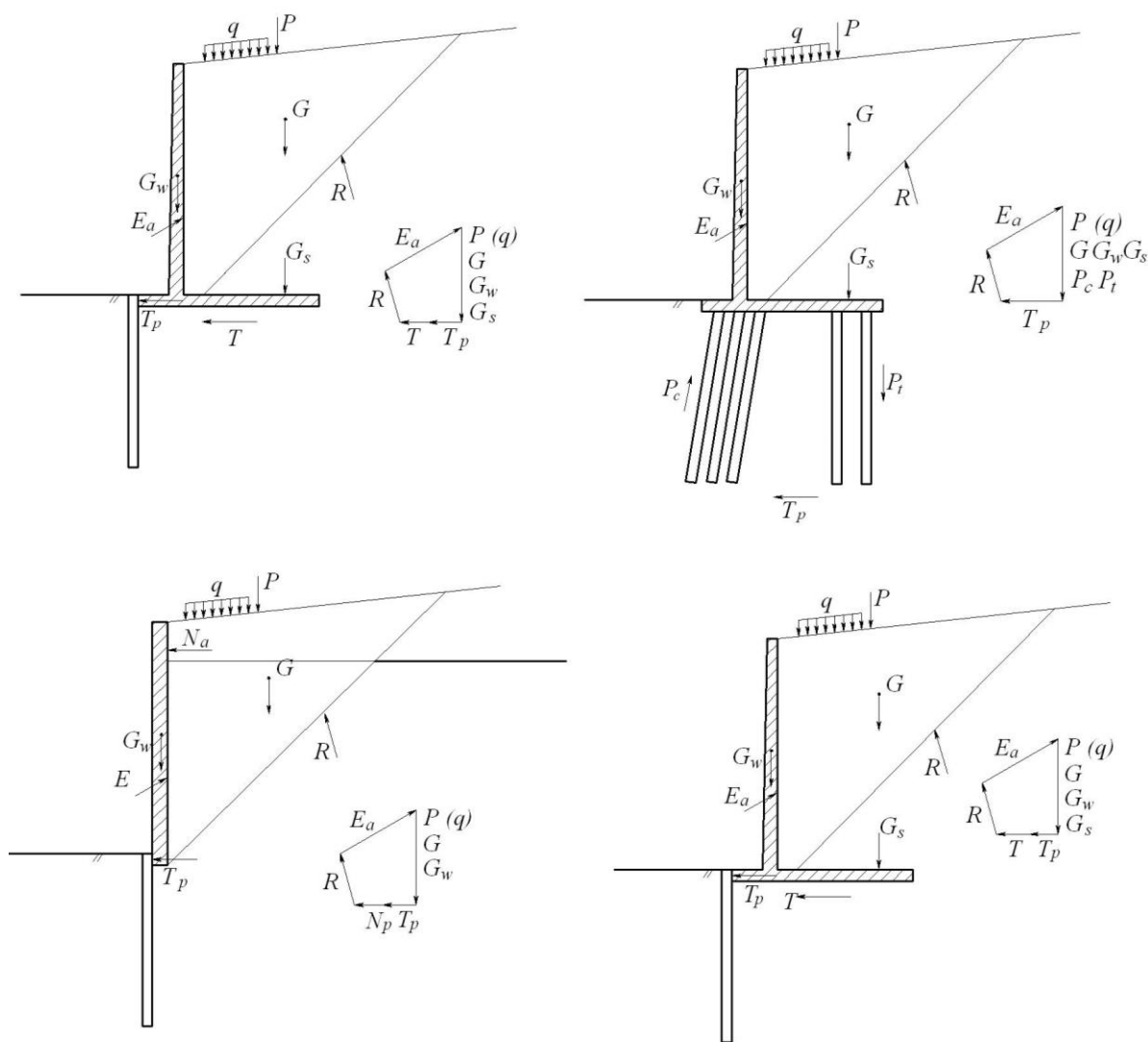


Рисунок 33 – Расчетные схемы подпорного сооружения с применением свай

12.5 Проверка свай на действие горизонтальных сил:

$$N_{\delta} \cdot F_s \leq R_p \cdot n, \quad (12.2)$$

где F_s – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2;

R_p – расчетное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке, зависящее от ее материала, грунтовых условий, поперечного сечения и длины сваи;

n – общее число свай на рассматриваемом участке подпорного сооружения.

12.6 Расчетное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке определяется по формуле:

$$R_p = \frac{R_{p,n}}{F_s}, \quad (12.3)$$

где F_s – коэффициент надежности, принимаемый равным:

- 1) Если сопротивление сваи на горизонтальные нагрузки определено по результатам полевых испытаний, принимается равным 1,2;
- 2) Если сопротивление сваи на горизонтальные нагрузки определено расчетом, на основании результатов испытаний грунтов, или по Таблице 12.1, принимается равным 1,4.

$R_{p,n}$ – нормативное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке.

12.7 Для определения сопротивления свай, рекомендуется проводить статические испытания грунтов сваями на горизонтальные нагрузки.

12.8 Сопротивления свай горизонтальным нагрузкам.

Таблица 12.1 – Сопротивления свай горизонтальным нагрузкам

| Грунт основания | Глубина забивки (забоя) | | Сопротивление свай, кН | | | | | |
|--|-------------------------|----------------|--|-------|-------|--|-------|-------|
| | деревянные | железобетонные | Деревянные сечением a (диаметром d), см | | | Железобетонные сечением a (диаметром d), см | | |
| | | | 30x30 | 35x35 | 45x45 | 30x30 | 35x35 | 45x45 |
| | | | (30) | (40) | (50) | (30) | (40) | (50) |
| Пески средней плотности, супеси, суглинки и глины тугопластичные | 4,5d | 6a | 26 | 37 | 28 | 60 | 70 | 80 |
| Пески и супеси пылеватые, суглинки и глины мягкопластичные | 5d | 7a | 14 | 15 | 16 | 25 | 30 | 35 |
| Илы, супеси, суглинки и глины текучепластичные | 6d | 8a | 5 | 5,5 | 6 | 10 | 15 | 20 |

13 РАСЧЕТ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ НАСЫПЕЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭЛЕМЕНТОВ АРМИРОВАНИЯ

13.1 Определяется критическая поверхность скольжения одним из методов, указанных в Разделе 6, 7.

13.2 Определяются моменты сил удерживающих и сдвигающих критическую плоскость (Рисунок 34) M_r и M_d .

13.3 Определяется коэффициент запаса устойчивости F_s неармированной насыпи, одним из методов, указанных в Разделе 10.

13.4 Если условие 10.1 не выполняется, необходимо провести расчет анкерной тяги элементов армирования.

Тяга элементов армирования N_a определяется из условия проекции на горизонтальную ось всех сил:

$$N_a = \sum Q_d - \sum Q_r, \quad (13.1)$$

где Q_d – расчетная сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направлении возможного сдвига, кН;

Q_r – расчетная удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направлении возможного сдвига, кН.

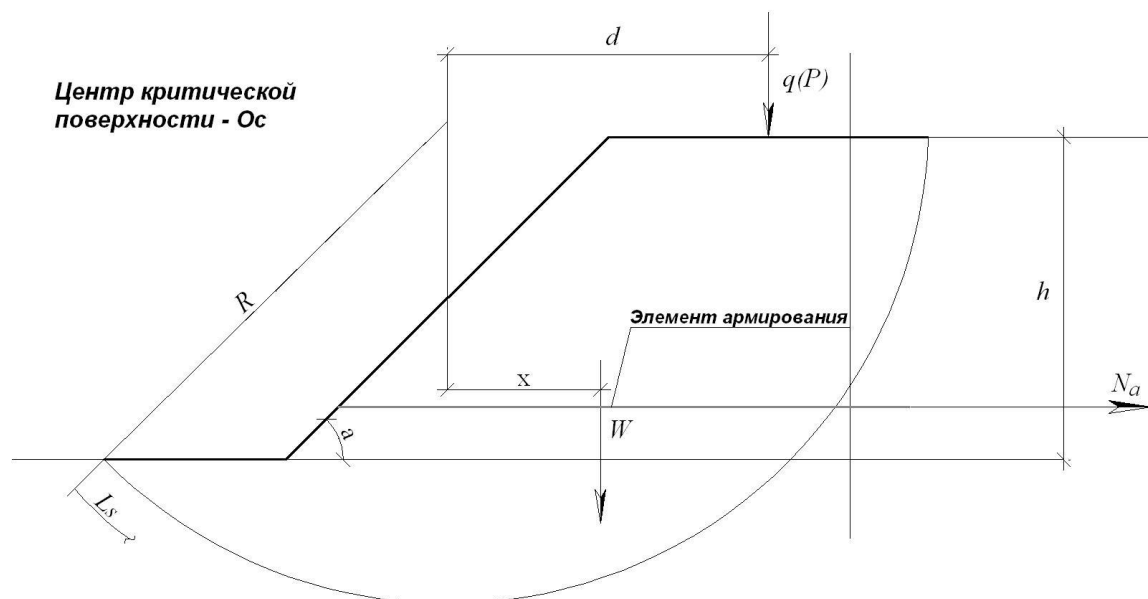


Рисунок 34 – Расчетная схема армированной насыпи

13.5 Определяют необходимую длину элемента армирования, которая зависит от сдвигового сопротивления между грунтом засыпки и материалом анкера. Величину сдвигового сопротивления, определяют лабораторными испытаниями элемента армирования на выдергивание.

13.6 Требуемая длина элемента армирования определяется из следующего условия:

$$2\tau \cdot F_a \cdot L_a = F_p \cdot N_a, \quad (13.2)$$

$$L_a = \frac{F_p \cdot N_a}{2\tau \cdot F_a}, \quad (13.3)$$

где τ – сдвиговое сопротивление между грунтом засыпки и элементом армирования, кН/м;

F_a – коэффициент надежности, принимаемый равным 0,75;

L_a – требуемая длина элемента армирования, м;

F_p – коэффициент надежности испытания элемента армирования на выдергивание, принимаемый равным 1,2;

13.7 Длина элемента армирования, определенная по формуле (13.3), принимается за условной линией обрушения.

13.8 Далее выполняют расчет условия 10.1.

14 МОНИТОРИНГ ЗА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТЬЮ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

14.1 Мониторинг основания следует проводить с использованием соответствующего оборудования, если:

1) невозможно подтвердить расчетом или проведением мероприятий, что наступление предельных состояний маловероятно;

2) допущения, принятые в расчетах, не основаны на надежных данных.

14.2 Мониторинг планируется для получения информации о следующих факторах:

1) уровнях грунтов или поровых давлениях воды в грунте, чтобы было возможно выполнить расчеты в эффективных напряжениях;

2) горизонтальных и вертикальных перемещениях грунта, чтобы дать прогноз дальнейших деформаций;

3) глубине и форме перемещающейся поверхности в развитом оползне, чтобы определить параметры прочности грунтов основания, для проектирования и восстановительных работ;

4) скорости перемещений грунта, свидетельствующей о надвигающейся опасности; в таких случаях могут понадобиться дистанционные приборы или дистанционная система аварийного оповещения.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(информационное)
ФОРМЫ НАРУШЕНИЯ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСА

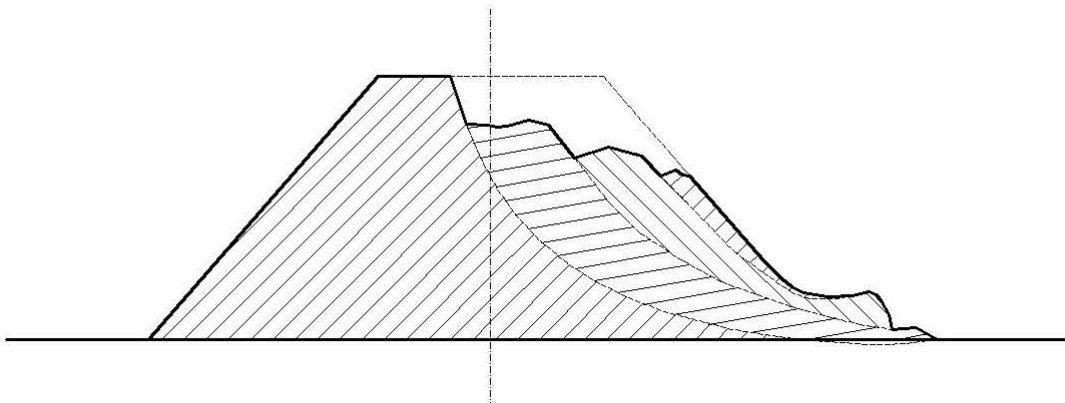


Рисунок А.1 – Обрушение со срезом и вращением

Перемещение части откоса в результате среза по критической поверхности, обычно близкой по форме к кругло-цилиндрической, с некоторым поворотом вокруг горизонтальной оси.

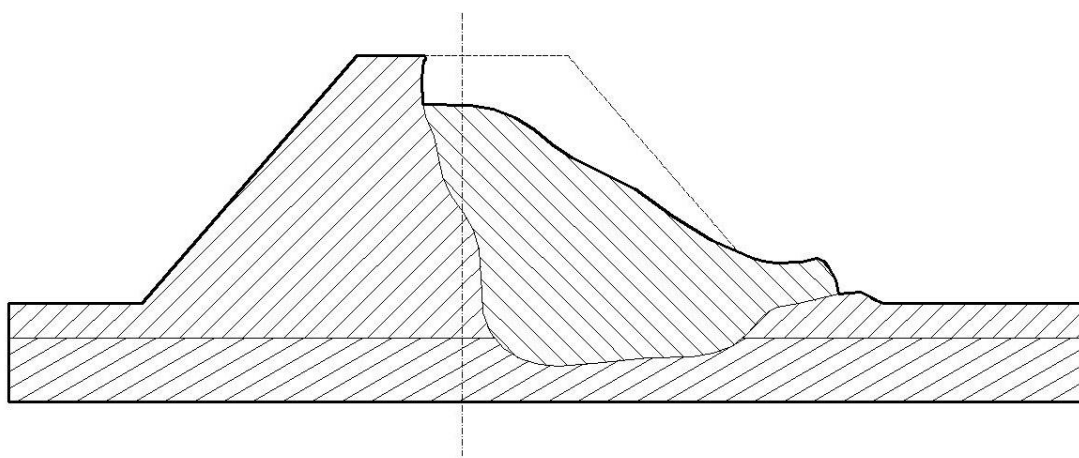


Рисунок А.2 – Скол при просадке

Вертикальное перемещение (опускание) с боковым движением части откоса в результате выдавливания или выноса грунта неустойчивых слоев, залегающих в толще откоса или в его основании.

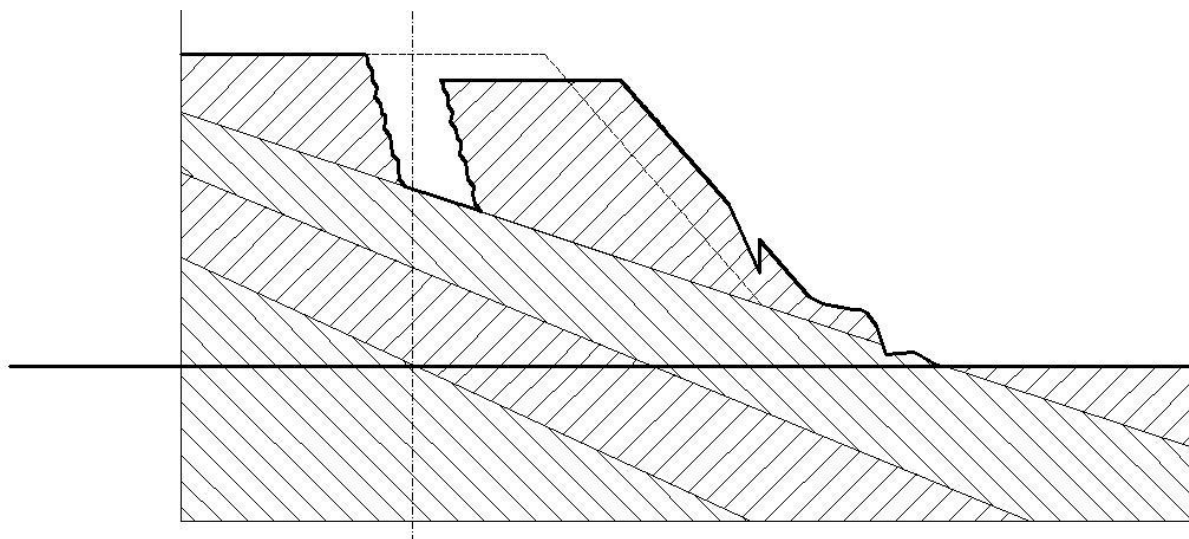


Рисунок А.3 – Скольжение

Сдвиг части откоса по наклонным плоскостям напластований, древних смещений и т.п.

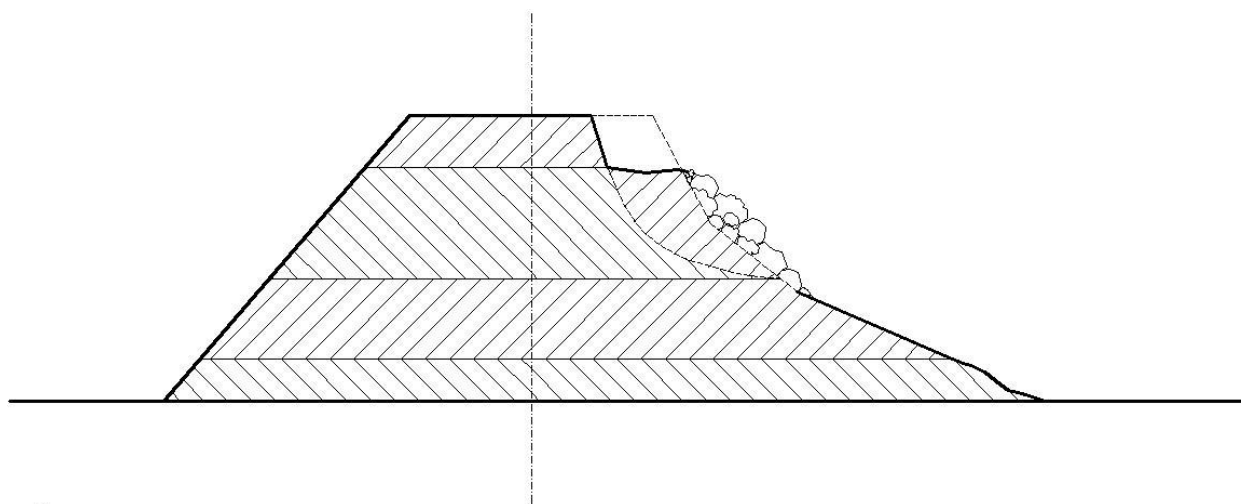


Рисунок А.4 – Оползень (сдвиг)

Почти горизонтальное перемещение части откоса под воздействием бокового давления земляных масс (распора) и фильтрационного давления по слабой прослойке или по увлажненной поверхности подстилающего глинистого пласта при горизонтальном его залегании.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(информационное)
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ

Пример 1

Аналитический метод определения активного и пассивного давления грунта на стенку подпорного сооружения

Исходные данные**Размеры стены:**

ширина верха $a = 1,2$ м;
ширина подошвы стены $b = 3,5$ м;
высота стены $H = 8$ м;
высота фундамента $d = 2$ м;
угол наклона задней грани к вертикали $\varepsilon = 8^\circ$.

Грунт засыпки:

песок мелкий, удельный вес $\gamma_{зас} = 20$ кН/м³;
угол внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$;
угол трения грунта засыпки о заднюю грань стены $\delta = 2^\circ$;
угол наклона поверхности засыпки к горизонту $\alpha = 10^\circ$.

Грунт под подошвой фундамента (глина):

удельный вес $\gamma = 22$ кН/м³;
влажность $w = 0,17$;
удельный вес твердых частиц $\gamma_s = 28$ кН/м³;
расчетное сопротивление под подошвой фундамента $R = 600$ кПа.

Нагрузка на поверхности засыпки:

$q = 50$ кПа;

Решение:

Заменим равномерно распределенную нагрузку эквивалентного по весу слоем грунта высотой h_q , формула (8.19):

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{fs}} = \frac{50}{20} = 2,5 \text{ м},$$

Определим коэффициент активного давления по формуле (8.2) и (8.3):

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,131})^2} \cdot \frac{\cos^2(26 - 8)}{\cos^2 8 \cdot \cos(8 + 2)} = 0,50;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(26 + 2) \cdot \sin(26 - 10)}{\cos(8 + 2) \cdot \cos(10 - 8)} = 0,131,$$

ПРИМЕЧАНИЕ При отрицательных значениях ε и α , знаки перед этими углами меняются на обратные

Найдем ординаты эпюры интенсивности активного давления по формулам (8.17) и (8.18):

Ординаты эпюр интенсивности активного давления на уровне верха стенки:

$$e_{aw} = \gamma_{fs} \cdot h_q \cdot \xi_a = 20 \cdot 2,5 \cdot 0,50 = 25 \text{ кН / м}$$

Ординаты эпюр интенсивности активного давления на уровне подошвы фундамента:

$$e_{af} = \gamma_{fs} \cdot (h_q + H) \cdot \xi_a = 20 \cdot (2,5 + 8) \cdot 0,50 = 105 \text{ кН / м},$$

Определим величины горизонтальных e_{ah} и вертикальных e_{av} составляющих интенсивности по формулам (8.5) и (8.6):

$$e_{awh} = e_{aw} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 25 \cdot \cos(8 + 2) = 24,6 \text{ кН / м},$$

$$e_{awv} = e_{aw} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 25 \cdot \sin(8 + 2) = 4,34 \text{ кН / м},$$

$$e_{afh} = e_{af} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 105 \cdot \cos(8 + 2) = 103,4 \text{ кН / м},$$

$$e_{afv} = e_{af} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 105 \cdot \sin(8 + 2) = 18,23 \text{ кН / м}.$$

Определим равнодействующую эпюры активного давления по формуле (8.23):

$$E_a = \frac{e_{aw} + e_{af}}{2} \cdot H = \frac{105 + 25}{2} \cdot 8 = 520 \text{ кН}$$

Определим величины горизонтальных E_{ah} и вертикальных E_{av} составляющих равнодействующей по формулам (8.8) и (8.9):

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 520 \cdot \cos(8 + 2) = 512,1 \text{ кН},$$

$$E_{av} = E_a \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 520 \cdot \sin(8 + 2) = 90,3 \text{ кН}$$

Определим величину интенсивности пассивного давления e_p , действующего на переднюю грань фундамента подпорной стенки высотой h по формулам (8.10) и (8.11):

$$e_p = \gamma_{fs} \cdot z \cdot \xi_p = 22 \cdot 2 \cdot 2,56 = 112,64 \text{ кН / м},$$

$$\xi_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{26}{2} \right) = 2,56$$

Определим величину равнодействующей пассивного давления по формуле (8.12):

$$E_p = \frac{\gamma_{fs} \cdot h^2}{2} \cdot \xi_p = \frac{22 \cdot 2^2}{2} \cdot 2,56 = 112,64 \text{ кН},$$

Окончательную величину равнодействующей пассивного давления рекомендуется принимать как 1/3 от E_p , поскольку активизация реакции отпора происходят при существенных перемещениях, превышающих, как правило, предельные.

$$E_p = \frac{112,64}{3} = 37,5 \text{ кН},$$

Пример 2

Графоаналитический метод определения активного и пассивного давления грунта на стенку подпорного сооружения

Исходные данные – пример 1.

На Рисунке Б1 представлены результаты графоаналитического построения, полученный треугольник имеет следующую площадь:

$$A = \frac{h \cdot a}{2} = \frac{7,25 \cdot 7,75}{2} = 28,1 \text{ м}^2,$$

Определим активное давление, действующее на стену высотой $H+h_q$ по формуле (8.14):

$$E_{a,ref} = F \cdot \gamma_f = 28,1 \cdot 20 = 562 \text{ кН},$$

Для определения доли давления, приходящегося на стену высотой H , находим ординаты эпюр интенсивности активного давления, найденного графически, на уровне подошвы фундамента и верха подпорной стены по формуле (8.20):

$$e_{af}^g = \frac{2 \cdot E_{a,ref}}{l \cdot (H + h_q)} = \frac{2 \cdot 562}{1 \cdot (8 + 2,5)} = 107,04 \text{ кН / м},$$

$$e_{aw}^g = e_{af}^g \frac{h_q}{H + h_q} = 107,04 \frac{2,5}{8 + 2,5} = 25,48 \text{ кН / м},$$

Определим равнодействующую активного давления на стену заданной высоты H , по формуле (8.23):

$$E_a^g = \frac{e_{aw}^g + e_{af}^g}{2} \cdot H = \frac{107,04 + 25,48}{2} \cdot 8 = 535,2 \text{ кН},$$

Расхождение между графоаналитическим E_a^g и аналитическим E_a не должно превышать 5%:

$$\Delta = \frac{E_a^g - E_a}{E_a} \cdot 100 = \frac{535,2 - 520}{520} \cdot 100 = 2,92\% < 5\%.$$

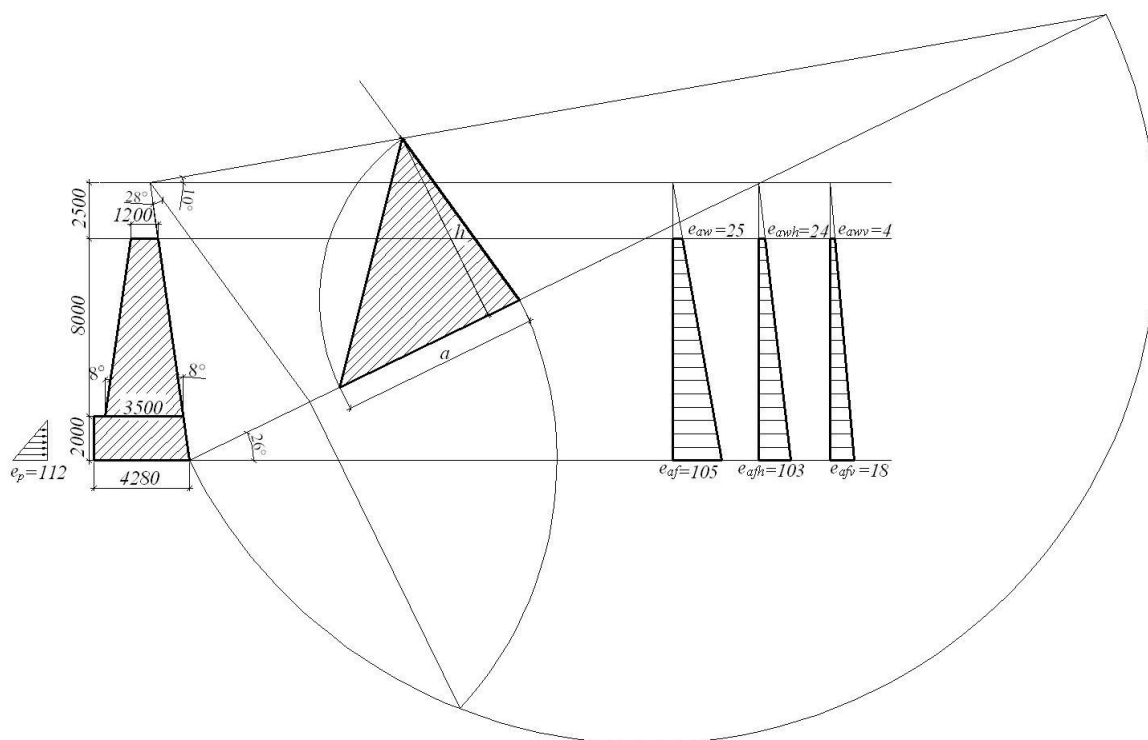


Рисунок Б.1 – Графоаналитический метод

Пример 3**Расчет устойчивости против опрокидывания**

Исходные данные – пример 1, пример 2.

Решение:

Расчет устойчивости против опрокидывания выполняется согласно формуле (8.36).
Удерживающие и опрокидывающие моменты представлены в Таблице Б1, Рисунок Б2.

Таблица Б.1 – Расчет удерживающих и опрокидывающих моментов

| Нормативная сила, кН | Расчетная сила, кН | Плечо, м | Момент, кНм | |
|-------------------------|--|----------|----------------------------|------------------------------|
| | | | Удерживающих сил, M_r | Опрокидывающих сил, M_d |
| $G_w=451 \text{ кН}$ | $G_w=0,9 \cdot 451=$ $=406 \text{ кН}$ | 2,3 | 934 | |
| $G_f=187 \text{ кН}$ | $G_f=0,9 \cdot 187= 168 \text{ кН}$ | 2,0 | 336 | |
| $E_{ah}=512 \text{ кН}$ | $E_{ah}=1,2 \cdot 512=$ $=614 \text{ кН}$ | 3,2 | | 1965 |
| $E_{av}=90 \text{ кН}$ | $E_{av}=1,2 \cdot 90= 108 \text{ кН}$ | 3,8 | 410 | |
| $E_p=37,5 \text{ кН}$ | $E_p=1 \cdot 37,5=37,5 \text{ кН}$ | 0,7 | 26 | |
| | | | 1706 | 1965 |

$$F_s \leq \frac{M_r}{M_d} = \frac{1706}{1965} = 0,87 < 1,5$$

Следовательно, условие (8.36) не выполняется.

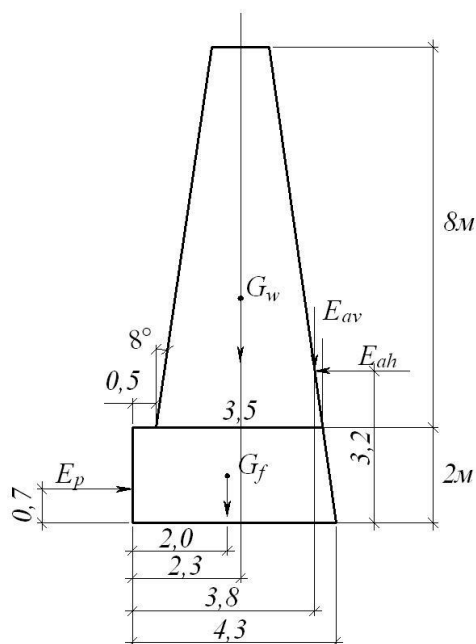


Рисунок Б.2 – Поперечное сечение стены

Пример 4**Расчет устойчивости против сдвига**

Исходные данные – пример 1, пример 2.

Решение:

Расчет устойчивости стенки против сдвига по подошве фундамента выполняется в соответствии с формулой (8.37) с использованием данных Таблицы Б1.

Сдвигающая сила:

$$Q_d = E_{ah} - E_p = 614 - 37,5 = 576,5 \text{ кН}$$

Удерживающая сила:

$$Q_r = \Psi \cdot (G_w + G_f + E_{av}) = 0,3 \cdot (406 + 168 + 108) = 204,6 \text{ кН}$$

где ψ – коэффициент трения кладки по грунту (Таблица Б2), для сухой глины принимаем равным 0,3.

$$F_s \leq \frac{Q_r}{Q_d} = \frac{204,6}{576,5} = 0,35 < 1,5$$

Следовательно, условие (8.37) не выполняется.

Расчеты общей устойчивости паимеров 3 и 4 показали, что подпорное сооружение не устойчивое, стену необходимо перепроектировать: увеличить размеры (сделать ее более массивной), увеличить ширину подошвы, заменить грунт засыпки с большими прочностными характеристиками и пр.

Таблица Б.2 – Коэффициент трения кладки по грунту

| Вид грунта | Значения коэффициента |
|---|-----------------------|
| - Глины и скальные породы (глинистые известняки, сланцы и т. п.): | |
| во влажном состоянии, | 0,25 |
| в сухом состоянии | 0,30 |
| - Суглинки и супеси | 0,30 |
| - Пески | 0,40 |
| - Гравийные и галечниковые породы | 0,50 |
| - Скальные породы с неомыливающейся поверхностью | 0,60 |

Пример 5**Сложное очертание откоса подпорного сооружения**

Для расчета общей устойчивости подпорного сооружения необходимо определить активное давление грунта на стенку (Рисунок Б.3).

Исходные данные

высота стены $h = 6$ м;

высота откоса $h_s = 2$ м;

уклон откоса 1:1,5

песок средней крупности, удельный вес $\gamma_f = 17$ кН/м³;

угол внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$;

угол трения грунта засыпки о заднюю грань стены $\delta = 10^\circ$.

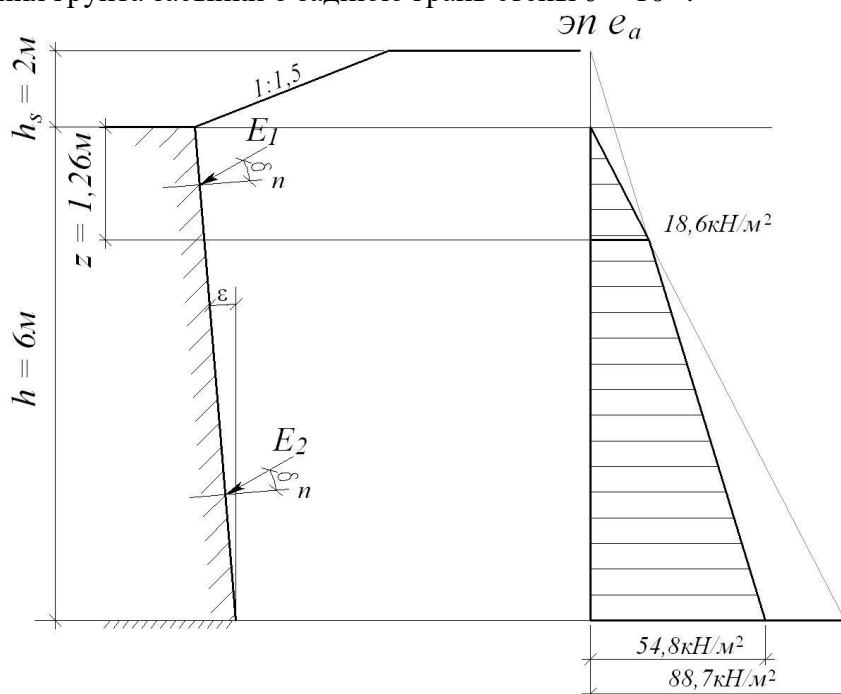


Рисунок Б.3 – Расчетная схема примера 5

Решение:

Определим угол наклона полуоткоса к горизонту:

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{1}{1,5} = \operatorname{arctg} 0,667 = 33^{\circ} 40'$$

Определим угол наклона стены к вертикали:

$$\varepsilon = \operatorname{arctg} 0,333 = 18^{\circ} 30'$$

Коэффициент активного давления грунта на стенку при наличии откоса равен:

$$\xi_a^s = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,024})^2} \cdot \frac{\cos^2(35^{\circ} - 18^{\circ} 30')}{\cos^2 18^{\circ} 30' \cdot \cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ})} = 0,87;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(35^{\circ} + 10^{\circ}) \cdot \sin(35^{\circ} - 33^{\circ} 40')}{\cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ}) \cdot \cos(18^{\circ} 30' - 33^{\circ} 40')} = 0,024$$

Коэффициент активного давления грунта на стенку при горизонтальной его поверхности равен:

$$\xi_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,024})^2} \cdot \frac{\cos^2(35^{\circ} - 18^{\circ} 30')}{\cos^2 18^{\circ} 30' \cdot \cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ})} = 0,403;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(35^{\circ} + 10^{\circ}) \cdot \sin(35^{\circ})}{\cos(18^{\circ} 30' + 10^{\circ}) \cdot \cos(18^{\circ} 30')} = 0,486$$

ПРИМЕЧАНИЕ При отрицательных значениях ε и α , знаки перед этими углами меняются на обратные

Нижние ординаты эпюры давлений:

$$e_a^1 = \gamma \cdot h \cdot \xi_a^s = 0,87 \cdot 17 \cdot 6 = 88,7 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$e_a^2 = \gamma \cdot (h + h_s) \cdot \xi_a = 0,403 \cdot 17 \cdot 8 = 54,8 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Глубину z , на которой обе эпюры пересекаются между собой, определим из уравнения:

$$\gamma \cdot z \cdot \xi_a^s = \gamma \cdot (h_s + z) \cdot \xi_a$$

Решив уравнение получим:

$$z = \frac{2}{(0,87 / 0,403) - 1} = 1,26 \text{ м}$$

Ордината эпюры давлений на этой глубине равна:

$$e_a^z = \gamma \cdot z \cdot \xi_a^s = 17 \cdot 1,26 \cdot 0,87 = 18,6 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Равнодействующая равна:

$$E_a = E_1 + E_2 = \frac{18,6 \cdot 1,26}{2} + \frac{(18,6 + 54,8) \cdot (6 - 1,26)}{2} = 12 + 174 = 186 \text{ кН / м}$$

Проверку общей устойчивости проводят аналогично Примеру 1.

Пример 6

Влияние разнослойности грунта

Для расчета общей устойчивости подпорного сооружения необходимо определить активное давление грунта на стенку (Рисунок Б.4).

Исходные данные

Слой 1 – песчаный грунт:

мощность слоя $h_1 = 5 \text{ м}$;

удельный вес $\gamma_{f1} = 16 \text{ кН/м}^3$;

угол внутреннего трения $\varphi = 35^\circ$;

угол трения грунта засыпки о заднюю грань стены $\delta = 14^\circ$.

Слой 2 – суглинистый грунт:

мощность слоя $h_2 = 4 \text{ м}$;

удельный вес $\gamma_{f2} = 20 \text{ кН/м}^3$;

угол внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$;

угол трения грунта засыпки о заднюю грань стены $\delta = 10^\circ$.

Нагрузка на поверхности засыпки:

Интенсивность $P = 20 \text{ кН/м}^2$.

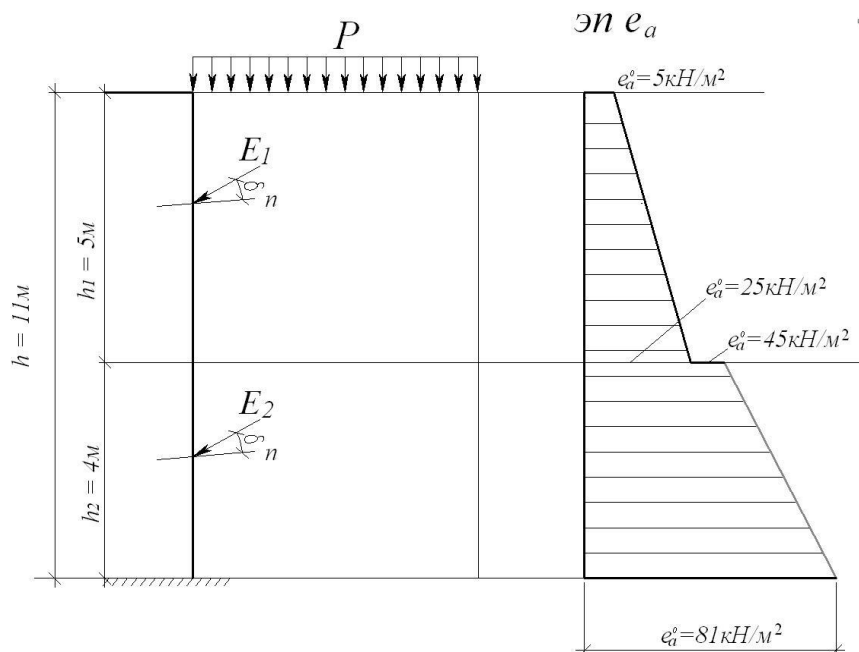


Рисунок Б.4 – Расчетная схема примера 6

Решение:

Коэффициенты активного давления грунта на стенку равны:

Слой 1

$$\xi_a^I = \frac{1}{(1+\sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1+\sqrt{0,446})^2} \cdot \frac{\cos^2(35^0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(14^0)} = 0,248;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(35^0 + 14^0) \cdot \sin(35^0)}{\cos(14^0) \cdot \cos(0)} = 0,446$$

Слой 2

$$\xi_a^I = \frac{1}{(1+\sqrt{z_a})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1+\sqrt{0,174})^2} \cdot \frac{\cos^2(20^0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(10^0)} = 0,447;$$

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(20^0 + 10^0) \cdot \sin(20^0)}{\cos(10^0) \cdot \cos(0^0)} = 0,174$$

Ординаты эпюры давлений

на уровне верха стены:

$$e_a^0 = \xi_a^I \cdot P = 0,248 \cdot 20 = 5 \text{ кН} / \text{м}^2$$

над поверхности раздела между слоями:

$$e_a^1 = e_a^0 + \xi_a^I \cdot \gamma_{f1} \cdot h_1 = 5 + 0,248 \cdot 16 \cdot 5 = 25 \text{ кН} / \text{м}^2$$

ниже поверхности раздела между слоями:

$$e_a^{1^*} = \xi_a^2 (\gamma_{f1} \cdot h_1 + P) = 0,447(16 \cdot 5 + 20) = 45 \text{ кН} / \text{м}^2$$

на уровне подошвы стены:

$$e_a^2 = e_a^{1^*} + \xi_a^2 \cdot \gamma_{f2} \cdot h_2 = 45 + 0,447 \cdot 20 \cdot 4 = 81 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Равнодействующие давления грунта для каждого из слоев с учетом нагрузки:

$$E_a^1 = \frac{e_a^0 + e_a^1}{2} \cdot h_1 = \frac{5 + 25}{2} \cdot 5 = 75 \text{ кН} / \text{м}$$

$$E_a^2 = \frac{e_a^{1^*} + e_a^2}{2} \cdot h_2 = \frac{45 + 81}{2} \cdot 4 = 250 \text{ кН} / \text{м}$$

Общая равнодействующая интенсивности активного давления:

$$E_a = E_a^1 + E_a^2 = 75 + 250 = 325 \text{ кН} / \text{м}$$

Проверку общей устойчивости проводят аналогично Примеру 1.

Пример 7

Влияние давления грунтовой воды

Для расчета общей устойчивости подпорного сооружения необходимо определить активное давление грунта на стенку (Рисунок Б.5).

Исходные данные

высота стенки подпорного сооружения $h=10\text{м}$;

уровень грунтовой воды (у.г.в) $h_w = 6 \text{ м}$;

уровень капиллярного подъема воды (у.к.п) $h_k = 2 \text{ м}$;

грунт – супесь;

удельный вес частиц $\gamma_s = 27 \text{ кН/м}^3$;

коэффициент пористости $e = 0,65$;

влажность выше уровня грунтовых вод $s = 20\%$;

угол трения грунта засыпки о заднюю грань стены $\delta = 0^\circ$.

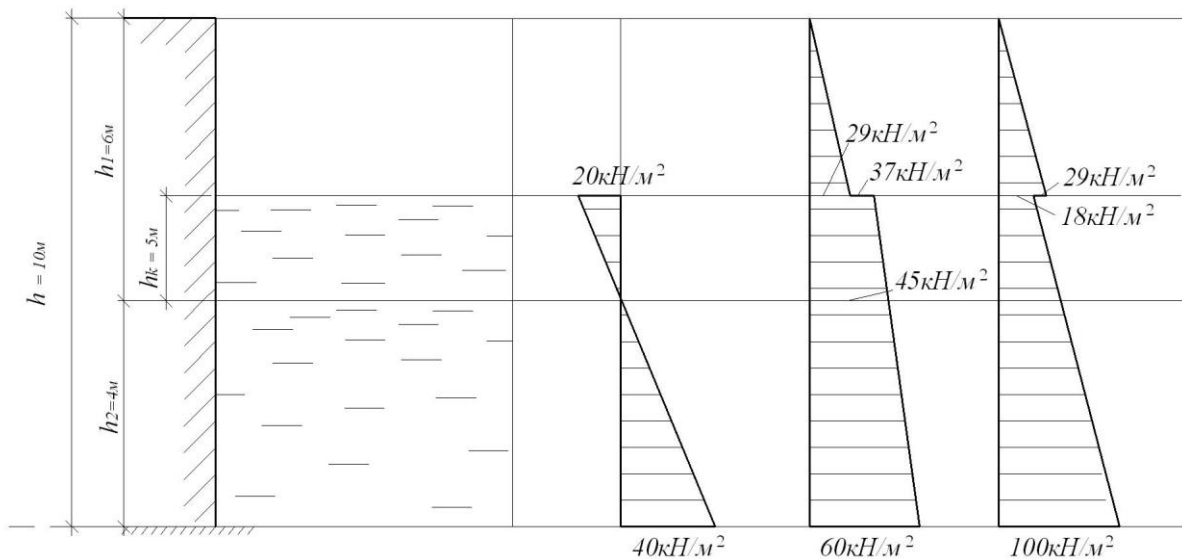


Рисунок Б.5 – Расчетная схема примера 7

Решение:

Объемный вес грунта, находящийся выше у.к.п:

$$\gamma = \frac{\gamma_s (1 + s)}{1 + e} = \frac{27(1 + 0,2)}{1 + 0,65} = 19,5 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Объемный вес грунта в зоне капиллярного подъема с порами, заполненными водой:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + \gamma_w \cdot e}{1 + e} = \frac{27 + (1 \cdot 0,65)}{1 + 0,65} = 20,3 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Объемный вес грунта, взвешенного в воде:

$$\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20,3 - 10 = 10,3 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Коэффициент активного давления грунта при $\alpha=0$, $\delta=0$ и $\varepsilon=0$ (по формуле 5):

$$\xi_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{27^\circ}{2} \right) = 0,375$$

На уровне капиллярного подъема воды ордината эпюры нейтрального давления будет отрицательной и равной $\gamma_w h_k = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$.

На уровне гравитационной воды нейтральное давление равно нулю.

На уровне подошвы стены подпорного сооружения, то есть на глубине h_2 от у.г.в., ордината эпюры нейтрального давления равна $\gamma_w h_2 = 40 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Ординаты эпюры эффективного давления выше и ниже уровня капиллярной воды:

$$e_a^k = \gamma (h - h_k) \xi_a = 19,5 \cdot 4 \cdot 0,375 = 29 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$e_a^k = [\gamma(h - h_k) + \gamma_w \cdot h_k] \xi_a = [19,5 \cdot (6 - 2) + 10 \cdot 2] 0,375 = 37 \text{ кН} / \text{м}^2$$

на уровне гравитационной воды:

$$e_a^w = [\gamma(h - h_k) + \gamma_{sat} \cdot h_k] \xi_a = [19,5(6 - 2) + 20,3 \cdot 2] 0,375 = 45 \text{ кН} / \text{м}^2$$

У подошвы стены опорного сооружения:

$$e_a^w = [\gamma(h - h_k) + \gamma_{sat} \cdot h_k + \gamma_d \cdot h_2] \xi_a = [19,5(6 - 2) + 20,3 \cdot 2 + 10,3 \cdot 4] \times \\ \times 0,375 = 60 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Пример 8

Расчет подпорного сооружения с применением анкера

Исходные данные

грунт засыпки – песок;

удельный вес $\gamma_{fs} = 18 \text{ кН/м}^3$;

угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$;

угол трения грунта засыпки о заднюю грань стены $\delta = 10^\circ$.

Характеристика стены:

ширина стены $a = 0,8 \text{ м}$;

высота стены $H = 8 \text{ м}$;

глубина заложения стены $h_2 = 2 \text{ м}$;

расчетное значение веса стены $G_w = 72 \text{ кН}$.

Характеристики анкера:

расстояние от верхней грани стены до анкера $h = 2 \text{ м}$;

сдвиговое сопротивление между грунтом засыпки и материалом анкера $\tau = 20 \text{ кН/м}$;

Коэффициент активного давления $\xi_a = 0,333$;

Коэффициент пассивного давления $\xi_p = 3$.

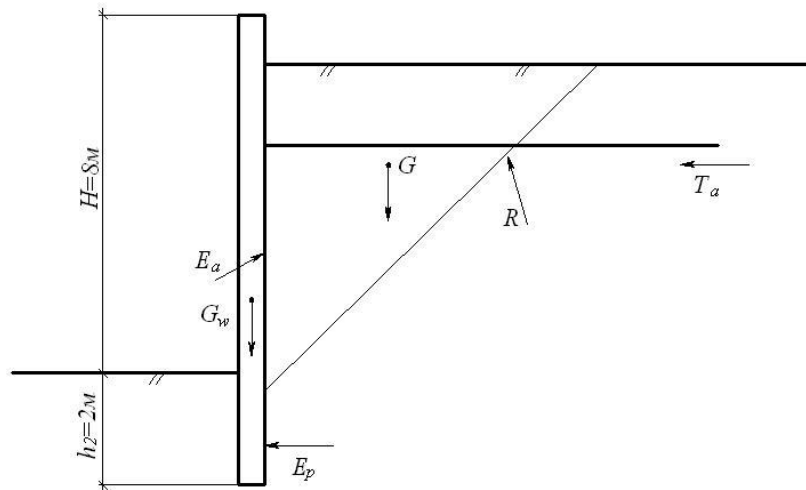


Рисунок Б.6 – Расчетная схема примера 8

Определим равнодействующие сил активного и пассивного давления:

$$E_a = \frac{\gamma_{fs} (H + h_2)^2}{2} \xi_p = \frac{18 \cdot 10^2}{2} 0,333 = 300 \text{ кН}$$

$$E_p = \frac{\gamma_{fs} \cdot h_2^2}{2} \xi_p = \frac{18 \cdot 2^2}{2} 3 = 108 \text{ кН}$$

Расчетные значения действующих сил:

$$G_w = 72 \cdot 0,9 = 65 \text{ кН};$$

$$E_a = 300 \cdot 1,2 = 360 \text{ кН};$$

$$E_p = 108 \cdot 1 = 108 \text{ кН}.$$

Анкерная тяга N_a , определяется из условия проекции на горизонтальную ось всех сил, действующих на стенку:

Сдвигающая сила:

$$Q_d = E_a = 360 \text{ кН}$$

Удерживающая сила:

$$Q_r = \Psi \cdot G_w + E_p = 0,4 \cdot 65 + 108 = 134 \text{ кН}$$

где ψ – коэффициент трения кладки по грунту (Таблица Б2), для сухой глины принимаем равным 0,3.

$$N_a = \sum Q_d - \sum Q_r = 360 - 134 = 226 \text{ кН}$$

Требуемая длина анкера определяется по формуле:

$$L_a = \frac{F_s \cdot N_a}{2\tau \cdot F_a} = \frac{1,2 \cdot 226}{2 \cdot 20 \cdot 0,75} = 9 \text{ м}$$

Окончательно можно подобрать два анкера длиной более 4,5м или три анкера длиной более 3м.

Пример 9

Расчет общей устойчивости насыпи

Исходные данные

высота откоса $h = 12$ м;

угол откоса $\alpha = 45^\circ$;

удельный вес $\gamma_f = 18$ кН/м³;

угол внутреннего трения $\varphi = 18^\circ$;

сцепление грунта $c = 12$ кПа.

Решение:

На Рисунке Б.7 представлены центры потенциально неустойчивых поверхностей скольжения определенные подразделу 7.2.

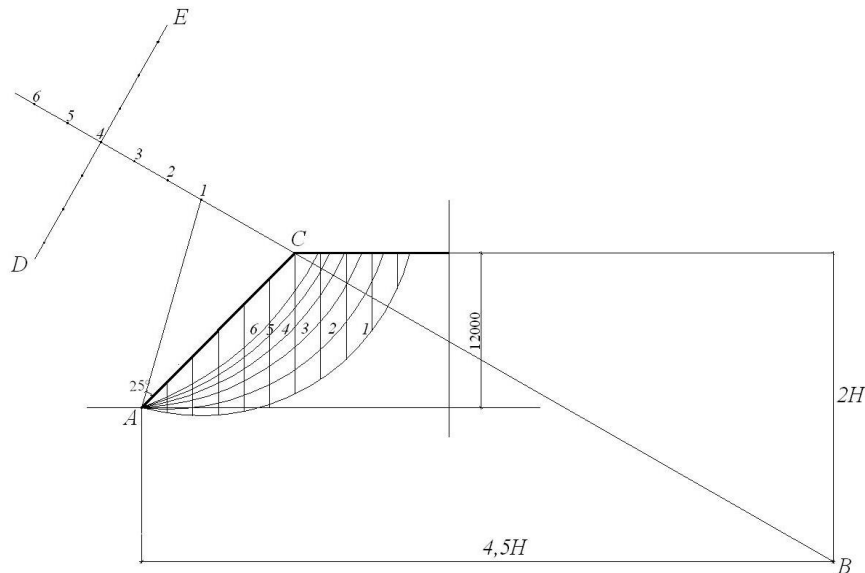


Рисунок Б.7 – Центры поверхностей скольжения

Расчет устойчивости откоса представлен на примере поверхности скольжения 1 (Рисунок Б.8).

Площади блоков:

$$\text{Блок 1: } S_1 = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{2,5 \cdot 2,0}{2,0} = 2,5 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 2: } S_1 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(2,5+4,6)2,0}{2,0} = 7,1 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 3: } S_3 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(4,6+6,6)2,0}{2,0} = 11,2 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 4: } S_4 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(6,6+8,3)2,0}{2,0} = 14,9 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 5: } S_5 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(8,3+9,8)2,0}{2,0} = 18,1 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 6: } S_6 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(9,8+11,0)2,0}{2,0} = 20,8 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 7: } S_7 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(11,0+9,8)2,0}{2,0} = 20,8 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 8: } S_8 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(9,8+8,2)2,0}{2,0} = 18,0 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 9: } S_9 = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(8,2+6,1)2,0}{2,0} = 14,3 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 10: } S_{10} = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{(6,1+2,7)2,0}{2,0} = 8,8 \text{ м}^2$$

$$\text{Блок 11: } S_{11} = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{2,7 \cdot 2,0}{2,0} = 2,7 \text{ м}^2$$

Удерживающий момент $M_r = R \cdot \gamma_f \cdot s_i \cdot \cos a_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + R \cdot c \cdot l_i$:

Блок 1: $M_{r1} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,5 \cdot 0,98 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,05 = 654 \text{кНм}$

Блок 2: $M_{r2} = 16,8 \cdot 18 \cdot 7,1 \cdot 0,99 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,00 = 1097 \text{кНм}$

Блок 3: $M_{r3} = 16,8 \cdot 18 \cdot 11,2 \cdot 0,99 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,00 = 1503 \text{кНм}$

Блок 4: $M_{r4} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,9 \cdot 0,99 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,00 = 1853 \text{кНм}$

Блок 5: $M_{r5} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,1 \cdot 0,96 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,07 = 2135 \text{кНм}$

Блок 6: $M_{r6} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,93 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,10 = 2318 \text{кНм}$

Блок 7: $M_{r7} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,87 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,30 = 2233 \text{кНм}$

Блок 8: $M_{r8} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,0 \cdot 0,79 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,54 = 1905 \text{кНм}$

Блок 9: $M_{r9} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,3 \cdot 0,68 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 3,00 = 1563 \text{кНм}$

Блок 10: $M_{r10} = 16,8 \cdot 18 \cdot 8,8 \cdot 0,51 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 3,90 = 1231 \text{кНм}$

Блок 11: $M_{r11} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,70 \cdot 0,36 \cdot 0,32 + 16,8 \cdot 12 \cdot 2,90 = 679 \text{кНм}$

Сумма удерживающего момента: $\sum M_r = 17174 \text{кНм}$

Сдвигающий момент $M_d = R \cdot \gamma_f \cdot s_i \cdot \sin a_1$:

Блок 1: $M_{d1} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,5 \cdot 0,21 = 157 \text{кНм}$

Блок 2: $M_{d2} = 16,8 \cdot 18 \cdot 7,1 \cdot 0,10 = 224 \text{кНм}$

Блок 3: $M_{d3} = 16,8 \cdot 18 \cdot 11,2 \cdot 0,03 = 118 \text{кНм}$

Блок 4: $M_{d4} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,9 \cdot 0,14 = 627 \text{кНм}$

Блок 5: $M_{d5} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,1 \cdot 0,26 = 1417 \text{кНм}$

Блок 6: $M_{d6} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,37 = 2356 \text{кНм}$

Блок 7: $M_{d7} = 16,8 \cdot 18 \cdot 20,8 \cdot 0,5 = 3145 \text{кНм}$

Блок 8: $M_{d8} = 16,8 \cdot 18 \cdot 18,0 \cdot 0,61 = 3351 \text{кНм}$

Блок 9: $M_{d9} = 16,8 \cdot 18 \cdot 14,3 \cdot 0,73 = 3162 \text{кНм}$

Блок 10: $M_{d10} = 16,8 \cdot 18 \cdot 8,8 \cdot 0,86 = 2281 \text{кНм}$

Блок 11: $M_{d11} = 16,8 \cdot 18 \cdot 2,7 \cdot 0,93 = 762 \text{кНм}$

Сумма сдвигающего момента: $\sum M_d = 17602 \text{кНм}$

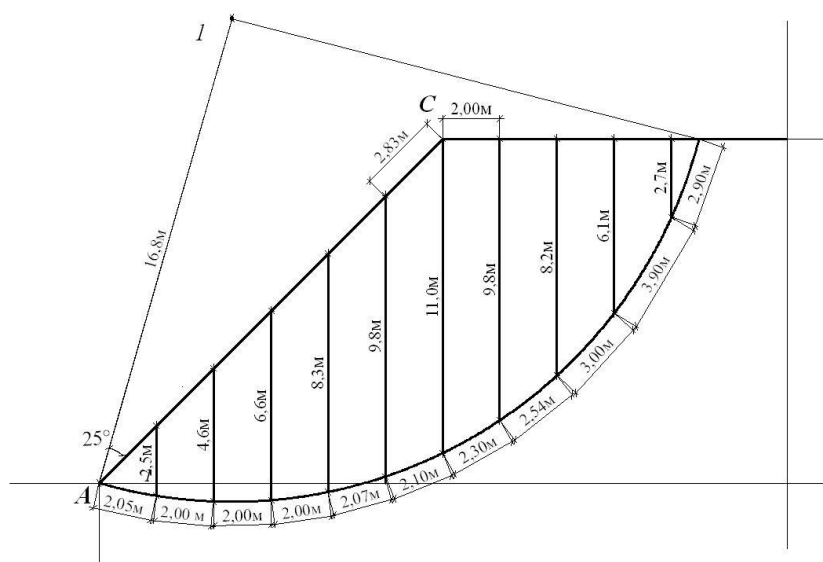


Рисунок Б.8 – Расчет общей устойчивости насыпи относительно центра 1

Коэффициент надежности откоса: $F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} = \frac{17174}{17602} = 0,97 < 1,5$

Условие не удовлетворено, следовательно устойчивость откоса не обеспечена.

Далее необходимо провести аналогичные расчеты для всех остальных потенциальных поверхностей скольжения, центры которых представлены на Рисунке Б.8.

Пример 10

Расчет общей устойчивости армированной насыпи

Согласно примеру 9, коэффициент надежности неармированной насыпи равен 0,97 – не удовлетворяет условию устойчивости.

Длина армирования (вне пределов поверхности скольжения) зависит от поперечного сопротивления между элементом армирования и грунтом, который определяется лабораторными испытаниями на плоский срез, а также прочности на растяжение.

Параметры элементов армирования представлены в Таблице Б.3.

Таблица Б.3 – Физические параметры материалов армирования

| | |
|--|------------------------------|
| Параметр | ГеоGRID |
| Тип полимера | Полиэтилен высокой плотности |
| Структура | Одноосная решетка |
| Удельный вес, (г/м) | 930 |
| Толщина (мм) | T 1.27 |
| | A 4.57 |
| Цвет | Черный |
| Прочность при растяжении (2%), кН/м | 19-20 |

Т – рабочие стержни в продольном направлении

А – анкерные стержни в поперечном направлении

Требуемая длина элемента армирования определяется по формуле:

$$L_a = \frac{F_s \cdot \sum M_d - \sum M_r}{2\tau \cdot R} = \frac{1,5 \cdot 17602 - 17174}{2 \cdot 20 \cdot 16,8} = 13,7 \text{ м.}$$

Принимаем три слоя армирования длиной по 5м (Рисунок Б.9) общей длиной 15м.
Проверяем устойчивость армированной насыпи:

$$F_s = \frac{\sum M_r + 2 \cdot \tau \cdot L_a \cdot R}{\sum M_d} = \frac{17174 + 2 \cdot 20 \cdot 15 \cdot 16,8}{2 \cdot 20 \cdot 16,8} = 1,55 > 1,50$$

Условие устойчивости удовлетворено.

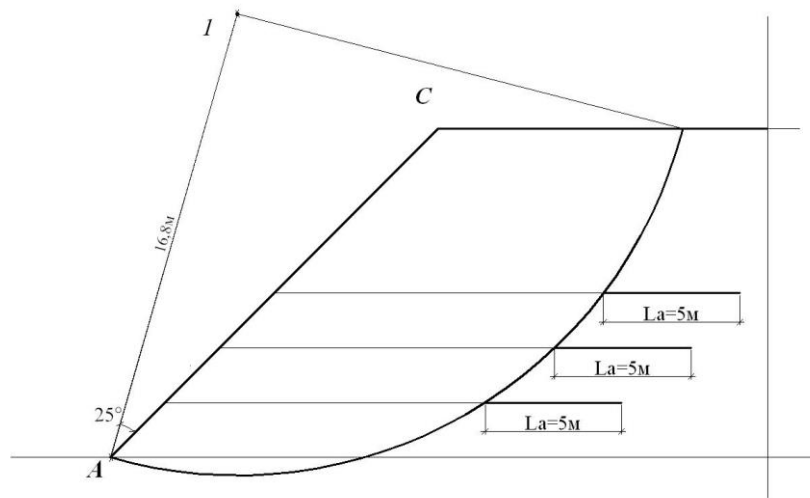


Рисунок Б.9 – Расчет элементов армирования насыпи

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(информационное)
**СРЕДНИЕ НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ
ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ**

**Таблица В.1 – Средние нормативные и расчетные физико-механические
характеристики грунтов**

| Вид грунта и их влажность на границе раскатывания, % | Коэффициент пористости e | Природная влажность, w (%) | Объемный вес, γ (кН/м) | Угол внутреннего трения, φ (град) | Удельное сопротивление, c (кг/см ²) | | Модуль деформации, E (кг/см ²) |
|--|----------------------------|------------------------------|-------------------------------|---|---|-------|--|
| | | | | | Норм. | Расч. | |
| Песок гравелистый и крупный | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 43 | 0,02 | - | 460 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 40 | 0,01 | - | 400 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 38 | 0 | - | 330 |
| Песок средней крупности | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 40 | 0,03 | - | 460 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 38 | 0,02 | - | 400 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 35 | 0,01 | - | 330 |
| Песок мелкий | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 38 | 0,06 | 0,01 | 370 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 36 | 0,04 | - | 280 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 32 | 0,02 | - | 240 |
| Песок пылеватый | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,5 | 36 | 0,08 | 0,02 | 140 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 19,5 | 34 | 0,06 | 0,01 | 120 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,0 | 30 | 0,04 | - | 100 |
| Супесь, суглинок $9,5 < w_p < 12,4$ | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,1 | 25 | 0,12 | 0,03 | 230 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 20,0 | 24 | 0,08 | 0,01 | 160 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 23 | 0,06 | - | 130 |
| Суглинок, глина $12,5 < w_p < 15,4$ | 0,41-0,50 | 15-18 | 20,1 | 24 | 0,42 | 0,14 | 350 |
| | 0,51-0,60 | 19-22 | 20,0 | 23 | 0,21 | 0,07 | 210 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 22 | 0,14 | 0,04 | 150 |
| | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 21 | 0,07 | 0,02 | 120 |
| Суглинок, глина $15,4 < w_p < 18,4$ | 0,51-0,60 | 19-22 | 20,0 | 22 | 0,50 | 0,19 | 300 |
| | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 21 | 0,25 | 0,11 | 190 |
| | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 20 | 0,19 | 0,08 | 130 |
| | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 19 | 0,11 | 0,04 | 100 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 18,0 | 18 | 0,08 | 0,02 | 80 |
| Суглинок, глина $18,5 < w_p < 22,4$ | 0,61-0,70 | 23-25 | 19,5 | 20 | 0,68 | 0,28 | 300 |
| | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 19 | 0,34 | 0,19 | 180 |
| | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 18 | 0,28 | 0,10 | 130 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 18,0 | 17 | 0,19 | 0,06 | 90 |
| Глина $22,5 < w_p < 26,4$ | 0,71-0,80 | 26-29 | 19,0 | 18 | 0,82 | 0,60 | 280 |
| | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 17 | 0,41 | 0,30 | 160 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 17,5 | 16 | 0,36 | 0,25 | 110 |
| Глина $26,5 < w_p < 30,4$ | 0,81-0,95 | 30-34 | 18,5 | 16 | 0,94 | 0,65 | 220 |
| | 0,96-1,10 | 35-40 | 17,5 | 15 | 0,47 | 0,35 | 140 |

УДК 624.046.3

МКС 91.040.01

Ключевые слова: Общая устойчивость, подпорные сооружения, откосы, насыпи

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**ҚР НТҚ 07-01.6-2012
ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ИМАРАТТАРДЫҢ ЖАЛПЫ ТҰРАҚТЫЛЫҒЫ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСОБИЯ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НТП РК 07-01.6-2012
ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная