

## НАРЕДБА № 12

от 3 юли 2001 г.

### ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ГЕОЗАЩИТНИ СТРОЕЖИ, СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ В СВЛАЧИЩНИ РАЙОНИ

Издадена от министъра на регионалното развитие  
и благоустройството, обн., ДВ, бр. 68 от  
3 август 2001 г.

#### Г л а в а п ъ р в а

#### ОБЩИ ПОЛОЖЕНИЯ

Чл. 1. (1) С наредбата се определят техническите изисквания при проектиране на геозащитни строежи и мероприятия и на сгради и съоръжения в свлачищни райони.

(2) Проектите за геозащитните строежи и мероприятия трябва да осигуряват:

1. експлоатационна годност и дълготрайност на строежите и на терените под и около тях;

2. сигурност срещу повреди и разрушения, в т. ч. и на съседни строежи (обекти);

3. опазване на околната среда.

(3) Наредбата не се отнася за проектиране на геозащитни строежи и мероприятия в райони с подземни разработки, активни разломи, карстови райони и др. п.

Чл. 2. (1) Свлачищни райони са естествени или изкуствени склонове и откоси, които се движат или могат да се въведат в неустойчиво състояние под влияние на комплекс от природни и техногенни фактори, като:

1. тегло на земните маси, наличие на подземни и/или повърхностни води, нестабилни геоложки структури, сеизмични въздействия, напуканост, абразия, ерозия, изветряване, неблагоприятни климатични въздействия и др. п.;

2. тегло на нови сгради и съоръжения, водоплътност на водопроводните и канализационните инсталации и мрежи, направа на изкопи и насипи, вибрации, подкопаване и други въздействия, които влошават устойчивостта на склона (откосите).

(2) Основните понятия, означения и измерителни единици на използваните в наредбата величини са дадени в приложение № 1, а останалите означения - към формулите, за които се отнасят.

Чл. 3. (1) Проектирането и изпълнението на геозащитни строежи и мероприятия включва:

1. повърхностна обработка (изолация и защита) на свлачището, облицоване, залесяване, ограждане, осушаване, инжектиране и тампониране на пукнатини и каверни, заравняване, покриване с геосинтетични и други подобни материали;

2. планиране на свлачището - разпределяне и замяна на почвени маси от свлачището, в т. ч. изкопи в горните участъци и насипи в долните участъци;

3. водозащита и дрениране на свлачището - повърхностни дренажи, канавки и шахти, вкопани дренажни траншеи, дренажни кладенци, дренажни сондажи, дренажни тунели, затревяване и др.;

4. подпиране на свлачището - контрабанкети, контрафорси, подпорни стени, буни, габиони, опорни насипи, усилен с геосинтетични и други материали, стабилизиране с негасена вар, цимент и др.;

5. укрепване на свлачището с подпорни конструкции: бетонни или стоманобетонни подпорни стени (конзолни или анкерирани); сондажно-изливни пилоти или шлиц-стени със или без стоманобетонен ростверк върху тях, конзолни или анкерирани; шлицови ребра; стоманобетонни кладенци (конзолни или анкерирани), анкерирани стоманобетонни плочи и др.;

6. подпиране на свлачището с подземната част на нови сгради или съоръжения, съответно оразмерени и конструирани.

(2) В зависимост от конкретните случаи строежите и мероприятията по ал. 1 могат да се комбинират.

Чл. 4. Наредбата се прилага заедно със следните технически нормативни актове:

1. Норми за натоварвания и въздействия върху сгради и съоръжения (ННВВСС) (отпечатани в Бюлетина за строителство и архитектура (БСА), бр. 4 от 1989 г.);

2. Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони (НПССЗР) (отпечатани в специализирано издание на Комитета по териториално и селищно устройство и Българската академия на науките, 1987 г.; изм. и доп., ДВ, бр. 6 от 1989 г.; БСА, бр. 1 от 1989 г.);

3. Наредба № 1 от 1996 г. за проектиране на плоско фундиране (НППФ) (ДВ, бр. 85 от 1996 г., отпечатана заедно с Нормите за проектиране на плоско фундиране в БСА, бр. 10 от 1996 г.);

4. Норми за проектиране на пилотно фундиране (НППилФ) (отпечатани в БСА, бр. 6 от 1993 г.);

5. Норми за проектиране на подпорни стени (НППС) (отпечатани в БСА, бр. 10 от 1986 г.; изм., БСА, бр. 8 от 1990 г.);

6. Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции (НПБСК) (отпечатани в БСА, бр. 6-8 от 1999 г.);

7. Норми за проектиране на стоманени конструкции (НПСК) (отпечатани в специализирано издание на Комитета по териториално и селищно устройство, 1987 г.).

Чл. 5. (1) Проектирането и изпълнението на геозащитни строежи, сгради и съоръжения в свлачищни райони се извършват въз основа на:

1. конкретни инженерно-геоложки и хидрогеоложки проучвания;

2. инженерно-геодезически измервания;

3. данни от геотехнически изследвания;

4. данни от извършени инженерно-геоложки и хидрогеоложки проучвания и геодезически измервания;

5. специални изисквания от заданието за проучване - когато има такива.

(2) За направените проучвания и измервания се изработва инженерно-геоложки доклад.

(3) С проучванията и измерванията по ал. 1 се определят видът, класът и групата на свлачището.

(4) Изискванията към обхвата и съдържанието на инженерно-геоложките и хидрогеоложките проучвания, инженерно-геодезическите измервания и характеристиките на почвите в свлачища са дадени в приложение № 2.

(5) При сложни геотехнически условия освен проучванията и измерванията по ал. 1 се изисква геотехническа експертиза преди или по време на проектирането.

(6) При свлачища от I и II клас, а при необходимост - и от клас III, в проекта се предвижда контролно-измервателна система. По данните от измерванията се уточняват статиката на свлачището и характеристиките на почвите, които могат да се отразят чрез корекция на първоначалния проект.

Чл. 6. При аварийни ситуации се допуска изпълнението на конкретни неотложни мерки за защита преди извършване на проучванията и измерванията по чл. 5.

Чл. 7. Не се допуска проектиране и изпълнение на строежи в свлачищни райони, ако те не са предварително укрепени и трайно стабилизирани съгласно изискванията на тази наредба, с изключение на случаите, когато строежът изпълнява стабилизиращи функции.

Чл. 8. (1) Не се допускат ново проектиране и изпълнение на деривационни канали, напоителни канали, резервоари за вода, канализационни резервоари и попивни ями в свлачищни райони.

(2) В укрепени и стабилизирани свлачищни райони се допуска проектиране и изпълнение на резервоари за вода със съответно пригодени конструкция, дренажни съоръжения и изолация.

(3) Реконструкция на съществуващи съоръжения съгласно ал. 1 се допуска само при осигуряване на тяхната водоплътност, устойчивост и деформация на земната основа. Тези изисквания са задължителни и за септични ями.

(4) Около съществуващи сгради и съоръжения в свлачищни райони своевременно трябва да се изпълняват плътни обратни насипи и водоплътни тротоари с широчина не по-малка от 2 m.

Чл. 9. (1) При проектиране и изпълнение на геозащитни строежи, сгради и съоръжения в свлачищни райони може да се прилага обсервационният метод с непрекъснато наблюдение на поведението на земната основа и конструкцията през всички етапи на строителството за своевременно допълване или изменение на основния проект, когато това се налага.

(2) В първата фаза на обсервационния метод се изпълняват най-необходимите спешни и неотложни мерки за укрепване и защита (отводнителни, планировъчни, дренажни, изолационни, тампонажни и др. п.), предвидени в основния проект, задължително следене чрез геодезически методи на преместванията по склона и на изпълнените подземни части на строежите и терена около тях, а при необходимост - и на деформациите на съществуващи съседни сгради и съоръжения.

Чл. 10. (1) За свлачища от I, II и III клас и от 1 до 3 група вкл. се разрешава да започне аварийно укрепване при:

1. изяснени инженерно-геоложки и хидрогеоложки условия;
2. уточнена обща концепция за укрепване на свлачището;
3. изяснена последователност на работите по укрепване на свлачището.

(2) Необходимите неотложни укрепителни работи са част от проекта на общата укрепителна схема.

(3) Минимално необходимите проучвания по ал. 1 са за оконтуряване на свлачището, прогнозиране на нивата и подхранване на подземните води, уточняване на якостните характеристики на почвите чрез изпитвания най-малко на три проби от всяка почвена разновидност и направа на достатъчен брой инженерно-геоложки профили. Допуска се използването на архивни данни и материали.

## Г л а в а в т о р а

### ИЗИСКВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ НА ГЕОЗАЩИТНИ СТРОЕЖИ И МЕРОПРИЯТИЯ В СВЛАЧИЩНИ РАЙОНИ

#### Раздел I

#### Изисквания при проектиране на геозащитни строежи, сгради и съоръжения

Чл. 11. (1) Геозащитните строежи, сгради и съоръжения в свлачищни райони се проектират по първа и втора група гранични състояния, както следва:

1. първа група гранични състояния - за носеща способност и устойчивост (задължително във всички случаи);

2. втора група гранични състояния - за деформации; проверката по тази група гранични състояния се извършва за геозащитни строежи, сгради и съоръжения с доказана устойчивост.

(2) Проверките по първа група гранични състояния се извършват с изчислителните стойности на почвените характеристики и натоварванията, а по втора група гранични състояния - с нормативните стойности.

(3) При изчисленията по първа група гранични състояния се вземат под внимание следните съчетания на натоварванията:

1. основно и особено (земетръсно) съчетание - за свлачища от I, II и III клас, и за групи от 1 до 5;

2. основно съчетание - за свлачища от IV клас, група б и за пълзящи склонове.

(4) В земетръсни райони особеното съчетание на натоварванията при проверка по първа група гранични състояния включва инерционните сеизмични сили на земните маси над повърхнината на плъзгане, определени с отчитане на върховите стойности на якостните почвени характеристики и особеностите на литоложката структура на склона.

Чл. 12. Елементите и класификацията на свлачищата са дадени в приложение № 3.

Чл. 13. (1) В зависимост от площта и дълбочината си свлачищата се разделят на класове съгласно табл. 1.

Таблица 1

-----  
Видове свлачища в зависимост от площта

Клас на

на повърхността и дълбочината	свлачището
С повърхност над 20 000 m <sup>2</sup> и максимална дълбочина над 10 m	I
С повърхност от 10 000 до 20 000 m <sup>2</sup> и дълбочина от 6 до 10 m	II
С повърхност от 1000 до 10 000 m <sup>2</sup> и дълбочина от 4 до 6 m	III
С повърхност до 1000 m <sup>2</sup> и дълбочина до 4 m	IV

(2) В зависимост от скоростта на преместванията си активните свлачища се класифицират по групи съгласно табл. 2.

Таблица 2

Скорост на преместванията на активните свлачища в mm за денонощие	Група на свлачището
Над 100 mm	1
От 100 до 50 mm	2
От 50 до 20 mm	3
От 20 до 5 mm	4
От 5 до 0,05 mm вкл.	5
Под 0,05 mm	6

Забележка. Свлачища с движение на повърхността, по-малко от 0,01 mm в денонощие, се класифицират като пълзящи склонове.

(3) В зависимост от значимостта на застрашаваните обекти свлачищата се разделят на категории съгласно табл. 3.

Таблица 3

Застрашавани обекти (съществуващи и нови)	Категория на свлачището
Жилищни и обществени сгради с височина над 15 m, магистрали и пътища от I клас, главни железопътни линии, съоръжения с национално и регионално значение	A
Жилищни и обществени сгради с височина от 10 до 15 m, пътища от II и III клас, железопътни линии, непосочени	

в категория А, съоръжения с регионално значение	Б
Жилищни и обществени сгради с височина до 10 m, пътища и съоръжения с местно значение	В
Леки постройки, временни сгради, местни пътища с възможност за обхождане, горски и селскостопански пътища	Г

---

Чл. 14. (1) Основни геотехнически характеристики на свлачищата са класът и групата им, но значение при избора на комплекса от геозащитни мероприятия има и тяхната категория.

(2) Категорията на свлачищата се отразява в заданието за проектиране, а геотехническите им характеристики (клас и група) се определят с проучвателната част на проекта.

(3) Характеристиките по ал. 1 и 2 се отчитат при определяне коефициента на устойчивост.

Чл. 15. Определянето на свлачищния натиск, земния натиск и коефициента на обща устойчивост при различни видове съчетание на силите е съгласно изчислителните схеми и методи, дадени в приложение № 4.

Чл. 16. (1) Анализът за устойчивост на свлачищата се осъществява по метода на граничните състояния от първа група - на обща устойчивост, включващ и дълбоко плъзгане по кръгово-цилиндрична или друг вид повърхнина на плъзгане.

(2) Изчисленията за устойчивост на свлачищата задължително се извършват за основно съчетание на натоварванията и за особено съчетание на натоварванията (земетръс).

(3) С изчисленията за устойчивост се определят коефициентът на обща устойчивост и големината на земния или свлачищния натиск.

Чл. 17. (1) При изследване на дълбоки свлачища в еднородни почви по методите на кръгово-цилиндрични и други видове повърхнини на плъзгане минимално допустимите стойности на коефициента на устойчивост се приемат по табл. 4.

Таблица 4

---

Състояние (клас, група, категория) на свлачищата	Минимално допустим коефициент на устойчивост	
	доп	уст
	К-----	

	основно съчетание на натоварванията	особено съчетание на натоварванията (земетръс)
Свлачища от I и II клас, групи 1-5, категории А, Б и В	1,20 ----- 1,25	1,10 ----- 1,15
Свлачища от III и IV клас, група 6, и пълзящи склонове категория Г	1,15 ----- 1,20	1,05 ----- 1,10

Забележка. В колони 2 и 3 стойностите в числителя се отнасят за метода на Терцаги - Фелениус, а в знаменателя - за метода на Бишоп, Шахунянц и др.

(2) При дълбоки асеквентни свлачища повърхнината на плъзгане (неизвестна или още непроявена) се определя по изчислителен път.

(3) При изследване на устойчивостта на дълбоки свлачища се приема, че масивът се намира под действието на завъртащ момент от активните (свлачищните) сили и на задържащ момент от реактивните сили. Тангенциалните задържащи сили за всяка ламела и активните сили в повърхнината на плъзгане са съгласно съответните фигури от приложение № 4.

## Раздел II

### Изисквания при проектиране на водозащитни мероприятия и дренажно-контрафорсни ребра

Чл. 18. (1) Водозащитните мероприятия като основни технически решения в проекта за противосвлачищна защита се разделят на две групи:

1. повърхностно отводняване;
2. дрениране на подземните води.

(2) За осъществяване на мероприятията по ал. 1 съоръженията могат да бъдат аварийни (временни) и постоянни.

Чл. 19. (1) Повърхностното отводняване включва:

1. регулиране на повърхностния отток на атмосферните води за отклоняването им извън свлачищната територия; регулирането се

осъществява с помощта на открити скатови охранителни канали над главния обрив на свлачището, отводнителни канавки, ограждения, малки диги, а при необходимост - и с бързотоци, прагове, преливници, водоизпускатели и др., които трябва да изключват възможността за течове, пробиви и навлизане на повърхностни води в свлачищното тяло;

2. планировъчни и отводнителни мероприятия в свлачището за ускоряване на оттичането и отстраняване на падналите атмосферни води от повърхността му и за максимално намаляване на инфилтрацията в свлачищния масив; мероприятията се осъществяват чрез тампониране на пукнатините, локална планировка, изпускане на събраните води от впадини и изграждане на трайна водоотвеждаща система от облицовани повърхностни канавки, корита и др.

(2) Гъстотата на отводнителната система, напречните сечения, наклоните и укрепването са предмет на проект.

(3) На всички повърхностни канали трябва да се предвиждат трайни, здрави, гъвкави, икономични и удобни за експлоатация и ремонт облицовки. Те се изпълняват от монолитен бетон, стоманобетон или от готови коритообразни елементи, с надеждно уплътнени фуги, от циментопочва, мазна глина, синтетични материали и др.

Чл. 20. Подземните води се дренират с подземни съоръжения, дренажи, ребра, хоризонтални (субхоризонтални) сондажни дренажи (ХСД) и др., които позволяват изкуствено понижаване на нивото на водите за дълъг период от време в определени участъци на свлачището.

Чл. 21. (1) В зависимост от конструктивните си особености подземните дренажни съоръжения се разделят на четири типа:

1. хоризонтални (съвършени и несъвършени);
2. вертикални (съвършени и несъвършени);
3. комбинирани;
4. специални.

(2) В зависимост от конфигурацията на свлачищния склон и източниците за постъпване на дренажни води закритите системи за дрениране са: еднолинейни, двулинейни, контурни, площни или смесени.

Чл. 22. Прилагат се следните видове хоризонтални подземни дренажи:

1. тръбни траншейни дренажи;
2. дренажни прорези, шлицове, ребра и др.;
3. дренажни контрафорси (еперони);
4. дренажни галерии;
5. хоризонтални (субхоризонтални) сондажни дренажи.

Чл. 23. (1) Хоризонталните тръбни траншейни дренажи се проектират и изпълняват по открит начин. Възможни са дълбочини на изкопи с вертикални

откоси до около 10 m (при използване на специализирани стоманени конструкции за укрепване) и достигане до водоупор (съвършен дренаж).

(2) На дъното на траншеята върху подложка се предвижда дренажна перфорирана тръба, чийто диаметър се изчислява по хидравличен начин в зависимост от дебита, наклона и натоварването върху тръбата и опасността от затлачването ѝ. Диаметърът на тръбата трябва да е най-малко 10 cm. Дебитът на дренажа се определя от водоприемната повърхност на дренажната тръба (диаметър, форма и брой на перфорациите за единица дължина). Перфорацията трябва да е от 3 до 7 на сто от повърхността на тръбата, а размерът на отворите (прорезите)  $\delta \leq d/50$  ( $d/50$  е средният диаметър на зърната на филтриращите пластове). При по-висок процент на перфорация се отчита намаляването на здравината на тръбата.

(3) Около тръбата се предвижда обратен филтър от естествени материали - най-малко двуслоен, съобразен с условията за устойчивост срещу суфозия, колматация и затлачване. Скоростта на движение на водата в тръбата трябва да е от 0,2 до 1,0 m/s.

(4) За обсипки на обратния филтър се използват трошен камък, чакъл, баластра (с фракции 5-40 mm, от които 30 на сто са 0-5 mm) и равнозърнести пясъци, като се спазват препоръките за якост и заобленост на зърната, с минимален коефициент на филтрация  $k \geq 10^{-3}$  m/s.

(5) Пластовете трябва да са с коефициент на разнорънност  $U = d_{60}/d_{10} \leq 10$  и  $d_{50}/d_{10} = 5 + 10$ , като се спазва правилото на Терцаги за преходите между два съседни пласта

$$\begin{matrix} (1) & (2) & (1) \\ (4d > D > 4d), \\ 85 & 15 & 15 \end{matrix}$$

където (1) е пластът с по-дребни зърна.

(6) Пластовете на обратния филтър трябва да осигуряват дълготрайност на дренажа и да изключват колматацията.

(7) Дебелината на пластовете на обратния филтър се приема по-голямата от 10 cm или от 30 пъти  $d/50$ .

Чл. 24. Хидрогеоложките изчисления на дренажите, както и видовете дренажни съоръжения и тяхното оразмеряване са посочени в приложение № 5.

### Раздел III

#### Изисквания при проектиране на укрепителни

конструкции

Чл. 25. Укрепителни конструкции се прилагат след изпълнението на определен комплекс водозащитни, дренажни и планировъчни мероприятия, които в зависимост от условията включват:

1. реконструкция и изграждане на водоплътна водопроводна и канализационна мрежа;
2. изграждане на дренажна система, повърхностно отводняване и др.;
3. преоткосиране на теренната повърхност за редуциране на свлачищните сили, вкл. разтоварване на терена над свлачището;
4. затежняване в долния край на свлачищния участък с допълнителни контрафорсни насипи (съчетано с изграждане на пътни връзки и др.); при възможност може да се използват сгради в петата на свлачището, които да поемат свлачищния натиск чрез специално осигурени конструкции.

Чл. 26. (1) Укрепителните конструкции са:

1. подпорни стени (гравитационни, ъглови, комбинирани), които могат да са конзолни или анкерирани;
2. единични сондажно-изливни пилоти - за предпочитане с диаметри, по-големи от 300 mm;
3. системи от сондажно-изливни пилоти и ростверк с рамково действие;
4. анкерирани сондажно-изливни пилоти или анкерирани рамкови системи;
5. анкери;
6. шлицови системи - конзолни или анкерирани;
7. кладенци от конзолни или анкерирани шлицови стени (ребра);
8. корави плътни или кухи бетонни стълбове;
9. други конструктивни решения (например микропилоти, почвени гвоздеи и др.).

(2) Допуска се използването и на други решения за укрепителни конструкции и на методи за тяхното изчисление и оразмеряване при доказвана сигурност и ефективност.

Чл. 27. Укрепителните конструкции се предвиждат в местата с относително малки стойности на свлачищния натиск. Силите върху конструкциите се определят от решението на статическата схема на свлачището, като се използват изчислителните характеристики на почвите. Задължително се отчита и сеизмичното натоварване, ако свлачището е разположено в земетръсна зона, с изключение на свлачищата от IV клас и категория Г. Хидростатичният и хидродинамичният натиск се включват в изчисленията, след като се отчетат надеждността на отводнителните системи и вероятността за повишаване на нивата на подземните води.

Чл. 28. (1) Подпорни стени за противосвлачищна защита се използват в зависимост от:

1. големината на свлачищния натиск;
2. височината на съоръжението;
3. инженерно-геоложките условия;
4. наклона на терена, ерозията, сеизмичните условия и др.

(2) Гравитационните подпорни стени (масивни и облекчени) са подходящи за противосвлачищни конструкции при повърхностни свлачища върху скална наклонена подложка и при по-плитки консеквентни свлачища със здрав основен пласт. Те са неподходящи при консистентни дълбоки свлачища, в които фундирането е в глинести почви или се изисква голяма височина на стената. Гравитационните подпорни стени се изпълняват от бетон, стоманобетон, каменна зидария, армирана почва и др.

Чл. 29. Определянето на земния натиск върху подпорни стени и изчисляването им се извършват съгласно изискванията на НППС за основно и за особено съчетание на натоварванията по първа и втора група гранични състояния.

Чл. 30. (1) Проверките по първа група гранични състояния включват:

1. плъзгане в основната плоскост;
2. обръщане;
3. разрушаване на земната основа;
4. плъзгане по кръгово-цилиндрична или друг вид повърхнина на плъзгане.

(2) Проверките по втора група гранични състояния, когато такива се налагат, се извършват за основно съчетание на натоварванията.

(3) Минимално допустимите коефициенти на сигурност и инерционните сеизмични сили се определят съгласно изискванията на НППС. Коефициентите на обща устойчивост по метода на кръгово-цилиндричните повърхнини на плъзгане са съгласно табл. 4 от чл. 17, ал. 1.

(4) При недостатъчна сигурност срещу плъзгане в основната плоскост се предвижда наклоняване на основната плоскост на фундамента, изпълнението ѝ на стъпала или използването на пилоти и/или анкери.

Чл. 31. При проектиране на гравитационни подпорни стени като противосвлачищни конструкции се спазват следните конструктивни изисквания:

1. съоръженията се изпълняват от стоманобетон и от други материали с необходимите технически характеристики;
2. разстоянието между деформационните фуги не е повече от 12 m;
3. изкопът се изпълнява на участъци (секции) през един, без престояване и навлажняване, с временно укрепване при дълбочини над 2 m;

4. обратните насипи са от несвързани почви, комбинирани с дренаж.

Чл. 32. (1) При височина на гравитационната подпорна стена над 5 m за поемането на свлачищния натиск  $E$  св може да се наложи анкериране.

(2) Анкерираниите подпорни стени са вертикални или наклонени към ската, с височина не по-голяма от 8 m, фундирани в здрав пласт или скала. Фундирането може да се изпълнява и на пилоти.

(3) Анкерите се проектират с наклон към хоризонта  $10-30^\circ$  (фиг. 1 от приложение № 6). Хоризонталната компонента на анкерната сила се определя по формулата:

$$N = \frac{A_{ан} \cdot \cos\alpha_{ан}}{a_{ан} + b_0}, \quad (1)$$

където:

$A_{ан}$  е проектната осова анкерна сила;

$\alpha_{ан}$  - наклонът на анкера;

$b_0$  - разстоянието между анкерите.

Чл. 33. Методите за изчисляване на подпорни стени са дадени в приложение № 6.

Чл. 34. (1) Сондажно-изливните пилоти се изчисляват съгласно изискванията на НППилФ за въздействие от свлачищен натиск.

(2) Сондажно-изливните пилоти като конзолна противосвлачищна конструкция трябва да отговарят на следните изисквания:

1. да поемат припадащия им се свлачищен натиск и да се оразмеряват като конструктивни елементи съгласно НПБСК при спазване на изискванията:

$$M_z^{max} < M_{гр}, \text{ и } a_{п} < 0,20 \text{ mm}, \quad (2)$$

където:

$\max_z M$  е максималният огъващ момент в пилота на дълбочина  $z$ ;

$M_{гр}$  - граничният огъващ момент;

$a_{п}$  - широчината на отваряне на пукнатините;

2. да имат необходимата коравина, така че хоризонталното преместване на пилота на ниво здрав пласт (т. О на фиг. 1) да отговаря на изискването  $x \leq x_{огр}$ , където  $x_{огр}$  се приема съгласно т. 7.3 от приложение № 7, ако не е предписано друго в проекта;

3. светлото разстояние между пилотите не трябва да позволява протичане на почвата между тях при спазване на условието:

$$b_{окр} \leq b_{кр} = \frac{5,14cD}{q_{св}}, \quad (3)$$

където:

$c$  е върховата изчислителна стойност на кохезията;

$D$  - диаметърът на пилота;

$q_{св} = \frac{E_{св.п}}{h}$  - усредненият натиск върху пилота;

$E_{св.п}$  - свлачищният натиск, припадащ се на един пилот;

4. натисковите хоризонтални напрежения на пилота върху здравия пласт да не надвишават пасивното почвено съпротивление за съответната дълбочина.

(3) Статически изчисления и изчислителни схеми за сондажно-изливни пилоти са дадени в приложение № 7.

Фиг. 1 (\*)

Чл. 35. (1) Коравите противосвлачищни конструкции са стоманобетонни елементи, излети на място и вкопани в здравия пласт. Те представляват масивни опори от типа на кладенци, стълбове, шлицови ребра и др. На фиг. 2 са показани схемите на два типа корави противосвлачищни конструкции:

1. шлицови ребра, които могат да бъдат свързани горе със стоманобетонен ростверк; осовото разстояние  $b_1$  и размерите  $a_0/b_0$  се изчисляват;

2. кладенци с диаметър  $D$ , разположени в редица (еквивалентната им страна е  $a_{ek} = 0,89D$ ).

Фиг. 2

(2) Конструкциите по ал. 1 могат да бъдат конзолни или анкерирани и се изчисляват за следните състояния:

1. за носеща способност на почвата, в която е вкопан стълбът, за хоризонтално натоварване;

2. за хоризонтално преместване и/или наклоняване на стълба - когато конструкцията е част от сграда или съоръжение.

(3) Изчислителните условия и методи за изчисляване на корави противосвлачищни конструкции са дадени в приложение № 8.

Чл. 36. (1) Инжекционните микропилоти са с диаметър от 10 до 20 cm и с дължина до 20 m. Те се прилагат в средни и малки по обем свлачища (III и IV клас), при стръмни откоси и в стеснени условия.

(2) При проектиране на инжекционни мероприятия се определят необходимите конструктивни и технологични изисквания, свързани със сондирането, полагането на армировката, запълването с предпазен разтвор, поставянето на инжекционната тръба, инжектирането, връзката с фундамента и др.

(3) Методите за изчисляване на инжекционни микропилоти са дадени в приложение № 9.

Чл. 37. Почвените гвоздеи са пасивни стоманени анкери и се прилагат за укрепване на откоси, склонове и в трудно достъпни места. Те могат да се използват като постоянни и временни конструкции. Почвените гвоздеи се изпълняват по сондажен начин или чрез забиване в откоса от стоманени



Чл. 41. Ефективността и техническата целесъобразност при използването на подземната част на сградата и фундаментната система и като укрепителна конструкция се обосновават чрез комплексен анализ, като се отчитат следните фактори:

1. класът, групата и категорията на свлачището;
2. дълбочината на повърхнината на плъзгане;
3. големината на свлачищния натиск;
4. геоложките и тектонските характеристики на склона, инженерно-геоложките и хидрогеоложките характеристики;
5. общото състояние на склона и на отводнителните мрежи и съоръжения;
6. състоянието на изградените сгради върху склона;
7. перспективите за развитие на района съобразно устройствените схеми и планове на населеното място;
8. броят на подземните етажи на сградата;
9. дълбочината и начинът на фундиране;
10. категорията по степен на значимост на сградата съгласно изискванията на НПССЗР.

Чл. 42. При оразмеряване на подземната част на конструкцията и фундаментната система на нови сгради и съоръжения и като укрепителна конструкция фундирането се проектира по един от следните начини:

1. обща фундаментна плоча - гладка или оребрена;
2. стоманобетонна гредоскара;
3. пилоти или шлиц-стени със стоманобетонна плоча с дебелина не по-малка от 40 cm;
4. комбинирано фундиране от стоманобетонна плоча и сондажно-изливни пилоти или стоманобетонна плоча и шлиц-стени;
5. комбинация от анкери.

Чл. 43. Подземните части на сградите се конструират като корави стоманобетонни конструкции от плътни стени с отвори. Стените са кораво свързани с фундаментната система за поемане на свлачищния натиск (фиг. 5 и 6).

Фиг. 5

Фиг. 6

Схема на нова сграда като противосвлачищно съоръжение

Чл. 44. Свлачищният натиск трябва да се поема и във всеки етап в процеса на изпълнението на сградата. В поемането на свлачищния натиск се включват:

1. триенето в основната плоскост на фундаментната система;
2. триенето по страничните плоскости на подземните стени и на фундаментната система;
3. челното съпротивление на почвата по височина на фундаментната система и подземните стени.

Чл. 45. Натоваарването от свлачищен натиск при стабилизирани и укрепени склонове се приема за временно продължително действащо натоварване, а при нестабилизирани, неукрепени и пълзящи склонове - за постоянно действащо натоварване.

Чл. 46. (1) Конструкциите на сгради и съоръжения за укрепване на свлачища от класове и групи по чл. 40 се изчисляват за следните комбинации на съчетание на натоварванията:

1. основна комбинация на съчетание: постоянно действащи натоварвания, временни продължително действащи натоварвания и кратковременно действащи натоварвания; свлачищният натиск при неукрепени и укрепени склонове се изчислява с остатъчните якостни характеристики  $f_g$  и  $c_g$  (допускат се и стойностите  $f_f$  и  $c_f$ , но доказани с "обратни изчисления");

2. особена комбинация на съчетание на натоварванията: постоянно действащи натоварвания, временни продължително действащи натоварвания, едно или няколко кратковременно действащи натоварвания и сеизмично въздействие; свлачищният натиск се изчислява с върховите стойности на якостните характеристики  $f_f$  и  $c_f$ , като се отчита литоложката структура на свлачището.

(2) Коефициентите на съчетание за отделните натоварвания по ал. 1, т. 1 и 2 се приемат по ННВСС.

Чл. 47. (1) При проектиране на сгради и съоръжения в свлачищни райони в случаите, когато повърхнината на плъзгане е разположена близо до нивото на подземния етаж (на дълбочина до 4 m при свлачища от III и IV клас), сградата или съоръжението се удълбочават с допълнителни подземни етажи с оглед фундаментната система да пресече повърхнината на плъзгане и да стъпи на здрав пласт. В случая подземната част на сградата се конструира съгласно изискванията на чл. 43.

(2) При необходимост могат да се включат един или повече надземни етажи в коравото кутиеобразно сечение за поемане на усилията от свлачищния натиск.

Чл. 48. (1) В случаите, когато се проектират сгради и съоръжения в свлачищни райони при дълбоко разположена повърхнина на плъзгане (над 6 m), фундирането се изпълнява с пилоти или шлиц-стени (фиг. 7), които се свързват със стоманобетонна плоча на ниво подземен етаж, обединени в обща пространствена система.

Фиг. 7

(2) При наличието на повече от едно подземно ниво подовите конструкции на всяко ниво се свързват кораво с пилотите или шлиц-стените. В този случай носещата конструкция на надземната част на сградата (стоманобетонни стени, колони, рамки и др. п.) стъпва върху стоманобетонна плоча, обединяваща пилотите и шлиц-стените. Фундаментната система и подземната част на конструкцията на сградата работят съвместно като обща пространствена система.

(3) Елементите на пространствената система се оразмеряват за сумарните усилия от основна и особена комбинация на съчетание на натоварванията.

Чл. 49. В случаите, когато се проектират сгради и съоръжения в свлачищни райони с уширяване на сградите под ниво терен, се прилага решението, посочено на фиг. 8. Решението предвижда изграждане на масивна подпорна стена за поемане на натоварването от свлачищния натиск. Подпорната стена се подpira от етажните подови конструкции на уширената подземна част от сградата, които са продължение на подовите конструкции от сградата, и се свързва кораво с фундаментната система. Носещата конструкция на сградата в подземната ѝ част (стоманобетонни рамки, шайби и колони) стъпва върху фундаментната плоча и се свързва кораво с нея. По този начин проектираната противосвлачищна конструкция се оразмерява за усилията от основна и особена комбинация на съчетание на натоварванията. При необходимост се изпълняват вертикални диафрагми, подpirащи стената, и/или анкери.

Фиг. 8

Чл. 50. В зависимост от местоположението на повърхнината на плъзгане спрямо дълбочината на фундиране се различават следните случаи:

1. когато фундирането е под повърхнината на плъзгане - противосвлачищната конструкция трябва да поеме свлачищния натиск на почвата над повърхнината на плъзгане, като се предотвратява опасността от плъзгане на сградата;

2. когато повърхнината на плъзгане е разположена под нивото на фундиране:

а) при пълзящи склонове с малка скорост ( $< 0,01$  mm в денонощие), но при дълбоко разположена повърхнина на плъзгане (над 6 m) се допуска фундирането на сградата да остане над нивото на повърхнината на плъзгане (фиг. 8); в този случай сградата остава "плаваща" в границите на общия плъзгащ се масив и може да се премества и завърта като корав, недеформируем в пространството обем; това решение може да се прилага в земетръсни райони със сеизмичен коефициент  $K_s < 0,15$ , както и за нискоетажни сгради, фундирани върху обща плоча или скара;

б) при пълзящи склонове и свлачища от група б, както и при пълзящи с малка скорост склонове, в земетръсни райони със сеизмичен коефициент  $K_s > 0,15$  фундирането се изпълнява с пилоти или шлиц-стени на дълбочина, пресичаща повърхнината на плъзгане по схемата на фиг. 7; подпорната стена (фиг. 8) може да се замени с шлиц-стена или с редове от изливни пилоти, като се запазят всички останали укрепващи елементи.

Чл. 51. (1) В случаите, когато се проектират сгради и съоръжения в свлачищни райони без уширяване на сградата под ниво терен и при наличие на здрави пластове, се допуска да се прилага решението по фиг. 9. То предвижда изграждането на масивна подпорна стена за поемане на свлачищния натиск, която се анкерира с един, два или повече редове анкери. Подпорната стена представлява самостоятелно съоръжение, което не е свързано с носещата конструкция на сградата.

Фиг. 9

(2) В зависимост от конкретните условия и проектното решение на сградата може да се прилагат и комбинирани решения на посочените по ал. 1.

### Г л а в а т р е т а

#### АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВЪЧНИ, КОНСТРУКТИВНИ И ИНСТАЛАЦИОННИ ИЗИСКВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ В СВЛАЧИЩНИ РАЙОНИ

Чл. 52. При проектиране на сгради и съоръжения в свлачищни райони се спазват следните архитектурно-планировъчни изисквания:

1. сградите в план да имат опростени форми, като отношението на дългата към късата страна да не е по-голямо от 2; при невъзможност сградите в план се разделят на прости геометрични форми с дилатационни фуги,

пресичащи и фундаментите на отделните тела; дилатационните fugи се конструират като противоземетръсни;

2. по височина сградите се проектират с опростена геометрична форма и с еднаква коравина, като се избягва или се свежда до минимум използването на конзолни елементи;

3. сградите се ситуират с дългите си страни успоредно на хоризонталите; допуска се те да се разполагат с дългата си страна перпендикулярно на хоризонталите, като размерът им в това направление не трябва да превишава 15 m;

4. при стръмни склонове сградите се разполагат върху терасиран участък от терена, в ниската част на склона, където свлачищният натиск е минимален или където земният масив след сградата е стабилен.

Чл. 53. При проектиране на сгради и съоръжения в свлачищни райони се отчитат общото натоварване на склона, плътността на застрояване и етажността, изградената инфраструктура и други подобни фактори, които се вземат предвид при разработването на устройствени схеми и планове в свлачищни райони.

Чл. 54. (1) Етажността (височината) на сградите се избира в зависимост от:

1. наклона на терена;

2. литоложките и инженерно-геоложките характеристики;

3. хидрогеоложките условия;

4. сеизмичността на района;

5. дълбочината на залягане на здравите пластове;

6. оценката на вероятността за активизиране на свлачищни процеси, в т. ч. от техногенно влияние и от възможно навлажняване на терена.

(2) При опасност от активизиране на склона от допълнително натоварване етажността на новите сгради се ограничава така, че натоварването от тях да не надвишава с повече от 15-20 на сто теглото на извадената при изкопа земна маса.

(3) При плоско фундиране етажността на сградите се ограничава, както следва:

1. при активни свлачища (групи 1-5), които са вече стабилизирани - до 2 етажа, вкл.;

2. при стабилизирани бавнопълзящи склонове и при древни и затихнали свлачища - до 4 етажа.

(4) В стабилни наклонени терени и трайно стабилизирани свлачища етажността се определя съгласно изискванията на НППФ, НППилФ и НПСЗР.

Чл. 55. При избор на терен за нови сгради и съоръжения се предпочитат терени с изкопи с дълбочина не повече от 5 m и насипи с височина до 3 m.

Чл. 56. (1) Фундаментните системи се свързват кораво с подземните стени, шайби и колони така, че да образуват здрава подземна част, недеформируема в пространството.

(2) Подземните етажи на сградите се проектират като затворени стоманобетонни кутиеобразни сечения от плътни стени или стени с отвори, при които площта на отворите в една стена не трябва да превишава повече от 30 на сто от площта ѝ.

Чл. 57. Фундаментните системи се изчисляват като корави конструкции върху еластична винклерова основа, като се отчитат коравината и съдействието на подземната част на конструкцията, както и на надземната ѝ част или на част от нея.

Чл. 58. Фундаментните системи се проектират от бетон с клас по якост на натиск не по-нисък от B20. Минималният процент на армиране на опънните зони на елементите на фундаментните системи не трябва да е по-нисък от 0,15.

Чл. 59. (1) Сградите се проектират по височина с еднаква коравина, а когато това не е възможно, разликата в етажните коравини между две съседни етажни нива не трябва да се различава с повече от 30 на сто. Етажните коравини по двете главни оси на сградите не трябва да се различават повече от 1,5 пъти.

(2) Не се допуска проектиране на тухлени стени, на стени от бетонни блокове или от други крехки материали директно върху подовата настилка или насипа под нея. Те трябва да се полагат върху фундаменти, стоманобетонни греди или стоманобетонни пояси (рандбалки).

Чл. 60. При проектиране на сгради и съоръжения върху склонове се осигуряват дренажето и отводняването им, за което се предвиждат отводнителни мероприятия за отвеждане на повърхностните дъждовни води в канализационната мрежа или извън границите на свлачищния район.

Чл. 61. (1) За предотвратяване навлажняването на свлачищните райони вследствие на течове от водопроводни, канализационни и отоплителни инсталации те се проектират окачени.

(2) Хоризонталните клонове на инсталациите, които са вкопани в подземния етаж, се предвиждат във водоплътни кожуси от стоманобетон, стомана, синтетични материали и др.

(3) Външните водопроводни, канализационни и отоплителни мрежи се изпълняват от гъвкави тръби в предпазни водоплътни кожуси и компенсатори.

Чл. 62. При изработване на устройствени схеми, общи и подробни устройствени планове в свлачищни райони се предвиждат водопроводна, канализационна и отоплителна мрежа съгласно изискванията на тази наредба.

## ЗАКЛЮЧИТЕЛНИ РАЗПОРЕДБИ

§ 1. Наредбата се издава на основание § 18, ал. 1 във връзка с чл. 95 и чл. 169, ал. 3 от Закона за устройство на територията (обн., ДВ, бр. 1 от 2001 г.; изм., бр. 41 от 2001 г.).

§ 2. Наредбата се отнася за всички геозащитни строежи, сгради и съоръжения в свлачищни райони, чието проектиране започва след влизането ѝ в сила.

§ 3. Указания по прилагане на наредбата дава министърът на регионалното развитие и благоустройството.

-----  
(\*). Поради сложността на фигурите в текста на наредбата, тук те не са представени.

Приложение № 1  
към чл. 2

## ОСНОВНИ ПОНЯТИЯ, ОЗНАЧЕНИЯ И ПРИМЕРНИ ИЗМЕРИТЕЛНИ ЕДИНИЦИ

A - основна площ на фундамент в  $m^2$ ;  
As, Aan - напречно сечение на армировка в  $cm^2$ ; анкерна сила в kN;  
a, a0, an - размер; размер на сечение на конструктивен елемент в m;  
широчина на пукнатина в mm;

B - широчина на фундамент, съоръжение, сграда в m;  
b, b0, bкр - размер; размер на сечение; осово разстояние; критично осово разстояние в m;

Cz, Cx - константа за вертикално и хоризонтално натоварване в  $MPa/m^2$ ;  
c, cn - изчислителна и нормативна кохезия в  $kN/m^2$ ;

D, Dприв, Декв - диаметър на пилот; приведен диаметър в m;

$d$  - размер; диаметър в  $m$ ;

$E$ ,  $E_b$ ,  $E_0$  - еластичен модул; деформационни модули на бетон и на земна основа в  $kN/m^2$ ;

$E_a$ ,  $E_p$  - активен земен натиск и пасивно съпротивление на почвата в  $kN$  или  $kN/m$ ;

$E_i$ ,  $E_{sv}$  - свлачищен натиск в  $kN$  или  $kN/m$ ;

$e$  - рамо на сила; ексцентрицитет в  $m$ ;

$F_{ан}$  - площ на напречното сечение на анкер в  $cm^2$ ;

$f$  - коефициент на триене;

$G$  - собствено тегло; тегло на ламела в  $kN$  или  $kN/m$ ;

4

$I$  - инерционен момент в  $m^4$ ;

$J$  - хидравличен градиент;

$H$ ,  $H_a$ ,  $H_{гр}$  - хоризонтални компоненти на свлачищна сила в  $kN$ ;

$h$ ,  $h_i$  - дълбочина на пласт, ламела, фундамент; рамо на сила; дълбочина на забиване в  $m$ ;

$K_a$  - коефициент на активен земен натиск;

$K_s$ ,  $K_b$ ,  $K_h$ ,  $K_{сиг}$  - сеизмичен коефициент; коефициент за формата; коефициент за пространствено действие; коефициент на сигурност;

$K_{уст}$  - коефициент на устойчивост;

$k$  - коефициент на филтрация в  $m/s$ ;

$k$  - коефициент на пропорционалност в  $MPa/m^2$ ;

$L$ ,  $L_B$ ,  $L_{\Delta}$  - разстояние; дължина на участъци в  $m$ ;

$l$ ,  $l_{ан}$  - конструктивна дължина; дължина на анкер в  $m$ ;

$M_0$ ,  $M_a$ ,  $M_r$ ,  $M_z$  - моменти на активни и задържащи сили в  $kNm$ ;

$N$ ,  $N_{зад}$  - сила, перпендикулярна на повърхнината на плъзгане; задържаща сила от триене при контрафорсни ребра в  $kN$ ;

$Q$ ,  $Q_0$  - воден дебит в  $куб. м/s$ ; срязваща сила в  $kN$ ;

$q$ ,  $q_{св}$ ,  $q_s$  - специфични напрежения в диаграмата на свлачищния натиск; около триене на пилот в  $kN/m^2$ ;

$R$ ,  $R_i$  - радиуси на депресионна крива в  $m$ ;  
 $r$  - радиус; рамо на сила в  $m$ ;

$S$ ,  $S_0$  - водопонижение в  $m$ ; хоризонтална компонента на свлачищната сила в  $kN$ ;

$t$  - дълбочина на фундиране в  $m$ ;

$u$  - порен натиск;  $U$  - равнодействаща на порния натиск в  $kN$ ;  
коэффициент на разнозърност;

$V$  - вертикална сила (натоварване) в  $kN$ ;

$W_{ф}$  - хидродинамична сила в  $kN$ ;

$W$  - съпротивителен момент в  $m^3$  и хидростатичен натиск;

$w$  - водно съдържание в %;

$x_0$ ,  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_3$ ,  $x_{гр}$  - премествания в  $m$ ;

$z$  - дълбочина в  $m$ ;

$\alpha$  - наклон на теренната повърхност;

$\alpha_d$  - деформационен коэффициент;

$\beta$  - ъгъл на наклон на пласт или на сила;

$\gamma$  - обемно тегло на почвата в  $kN/m^3$

$\gamma'$ ,  $\gamma_r$  - обемни тегла под вода и във водонаситено състояние;

$\gamma_{\phi}$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_g$  - коэффициенти на сигурност за  $\phi$ ,  $c$ ,  $g$ ;

$\delta$ ,  $\delta_{ii}$  - ъгъл на триене между почва и стена;

$\phi$ ,  $\phi_n$  - нормативен и изчислителен ъгъл на вътрешно триене в градуси;

$\psi_0$ ,  $\psi_{гр}$  - завъртане и гранично завъртане в  $rad$ ;

$\tau$  - якост на срязване на почвата в  $kN/m^2$ ;

$\nu$  - коефициент на Поасон;

$\sigma$ ,  $\sigma_0$ ,  $\sigma_a$ ,  $\sigma_s$  - вертикално и хоризонтално напрежение в земната основа; граница на провлачане и якост на стоманата в  $\text{kN/m}^2$ ;

$\omega$  - ъгъл на наклона на повърхнината на плъзгане.

Приложение № 2  
към чл. 5, ал. 4

Обхват и съдържание на инженерно-геоложките и хидрогеоложките проучвания, на инженерно-геодезическите измервания и определяне характеристиките на почвите в свлачища

1. Инженерно-геоложките и хидрогеоложките проучвания в свлачищни райони включват:

1.1. оценка на свлачищата: свлачищни циркуси, валове, образувани в подножието на склоновете от земни маси, изтласкани от свлачищния натиск; свлачищни отстъпи - площадки на терена, наклонени в повечето случаи обратно на движението на свлачищното тяло по криволинейна повърхнина; т. нар. "свлачищни вежди", литоложки строеж на терена, местен опит, архивни материали, инженерно- геоложки карти и др.;

1.2. описание и анализ на пукнатини по терена, по съществуващи сгради и съоръжения, в т. ч. всички признаци, по които може да се оконтурни свлачищното тяло, замочурявания и "блюда", задържащи вода; нарушение на нормалното състояние на различни съоръжения, като пътища, железопътни линии, тунели, стълбове, канали, комини, постройки, тръбопроводи и др.; наклонени дървета по терена; данни от геодезически измервания; карти с хоризонтали с точно ситуиране на обектите; данни от други проучвания на съседни строежи и наблюдения за свлачищни признаци в района.

2. За извършване на проучванията по т. 1 на територията на свлачището се правят изработки с дълбочина, по-голяма от дълбочината на вероятните повърхнини на плъзгане. Изработките трябва да преминават глинестите почвени разновидности, като се маркират особено внимателно глините и повърхнините при контакт с мергели. В зависимост от дълбочината на проучване се правят сондажи, шурфове, шахти или шлицове. При плитки свлачища шлицовете, успоредни на движението на свлачището, могат да осигуряват възможност за определяне на повърхнините на свлачищата.

3. Изработките се подреждат в профили успоредно на движението на свлачището. За едно свлачище се правят най-малко три профила, като в зависимост от размерите на свлачищното тяло и значимостта на обекта се правят повече профили. Разстоянието между профилите не трябва да е по-голямо от 20-25 m. Всеки профил се изчертава най-малко по три литоложки колонки в зависимост от дължината на свлачището, а при наличие на разседи и значителна алтернация на почвените пластовете се правят най-малко пет литоложки колонки за всеки профил. Извършва се визуално описание на всички почвени видове и се правят прогнози за мястото на евентуални повърхнини на плъзгане.

4. При оформяне на профилите се обръща особено внимание на несъвпадението в дълбочините на залягане на еднородни пластовете, установено най-малко с по два сондажа от двете страни на линията на несъвпадението, на изменението на наклона на пластовете и на други елементи, характеризиращи наличието или предпоставките за възникване на свлачище.

5. Сондажните работи трябва да се извършват без промивки. В свлачищни райони се забранява изпитването с водонагнетяване.

6. С хидрогеоложките проучвания задължително се уточняват появата, подхранването и установеното ниво на подземните води, като се прави прогноза за сезонното изменение на нивото на водите. Когато има данни от многогодишни наблюдения, се дава интервалът на колебанието за периода на наблюдение. Определят се видът и дебитът на източниците (подземни и надземни), видът на подхранването и водоупорните пластовете. Ако е необходимо, се правят опитни водочерпения, като се определя депресионното влияние при различно водопонижение и за определен период от време.

7. За определяне на почвените характеристики се извършват полеви и лабораторни изпитвания.

8. Полевите изпитвания се извършват в зависимост от вида на почвата и проучвателните изработки и включват:

8.1. пенетрационни (статични и динамични) или пресиометрични изпитвания-на всички видове почви (без тините и водонаситените глини);

8.2. срязване в сондаж с крилчатка - на тини и водонаситени глини;

8.3. срязване на целици - на място, на плитки плъзгателни повърхнини.

9. С лабораторните изпитвания се определят основните характеристики на почвите: обемна плътност ( $\rho$ ), специфична плътност ( $\rho_s$ ), естествено водно съдържание ( $w$ ), атербергови граници ( $w_L$ ,  $w_p$ ) и зърнометричен състав. В случай, че има органични вещества, се извършва стандартно определяне на

тяхното съдържание. При лъсови почви се определя обемът на макропорите при различен товар.

10. Инженерно-геоложкият доклад трябва да изяснява геоморфоложкия и литоложкия строеж и свойствата на почвите и подземните води и физико-геоложките процеси. Обемът на инженерно-геоложкия доклад зависи от фазата на проектиране и включва необходимите проучвателни дейности и изпитвания съгласно т. 1 до т. 9.

11. Докладът по т. 10 съдържа:

11.1. обяснителна записка;

11.2. резултати от полевите проучвания (сондажни изработки, шурфове и др.); описание на сондажните колонки и на взетите почвени и водни проби;

11.3. резултати от лабораторните и полевите изпитвания за основните физико-механични характеристики на почвите, в т. ч. подробни данни за якостните им свойства;

11.4. графични материали: ситуация, сондажни колонки, профили с литоложки строеж, нива на подземните води, аксонометрия (при необходимост), профили с вероятните места на повърхнините на плъзгане, лабораторни протоколи и др.;

11.5. заключение.

12. С геодезическите измервания и наблюдения се определя преместването на точки от свлачищното тяло. Реперните марки се разполагат по възможност в профили успоредно на движението на свлачището. За изходни репери се избират най-малко три точки върху терен, незасегнат от свлачищни процеси. Измерват се преместванията в посока на трите координатни оси с точност не по-малка от 2 mm.

13. Резултатите от измерванията се нанасят в журнали, в които се описват и обработените данни за сумарното преместване и неговият азимут, изменението на преместването за междинния период, средната скорост на преместването и парциалните скорости на преместванията между отделните отчети.

14. Данните от геодезическите измервания се използват за определяне на:

14.1. критериите за наличие на активизирано свлачище, за ускоряване или затихване на свлачищния процес;

14.2. посоката на движение на свлачището;

14.3. механизма на свлачищния процес (при делапсивни или детрузивни свлачища);

14.4. ефективността на противосвлачищните мероприятия;

14.5. евентуалните повърхнини на плъзгане.

15. Повърхнината на плъзгане може да се определя по фиг. 1, като от мястото на пукнатината (т. А), което се приема за начало на повърхнината на плъзгане, се прекарва права, успоредна на вектора 1 до точка В'. От т. В' до т. С' се прекарва права, успоредна на вектора 2, и т. н. Полученият полигон представлява с известно приближение търсената повърхнина на плъзгане. Относителната големина на векторите показва местата с най-интензивно движение, както и зоните, в които трябва да се съсредоточат укрепителните мероприятия. При делапсивни свлачища разстоянията между точките в обсега на свлачището в профилни линии успоредно на движението се увеличават, а при детрузивни свлачища намаляват.

Фиг. 1

16. Якостта на срязване и нейните разновидности и компоненти се определят, както следва:

16.1. върховата якост ( $\tau_f$ ) се определя по максималните тангенциални напрежения ( $\tau_{max}$ ) от диаграмата  $\lambda$ - $\tau$  съгласно фиг. 2, получени при първоначалното срязване; якостта и компонентите  $\gamma$  - ъгъл на вътрешно триене ( $\phi_f$ ) и кохезията ( $c_f$ ) (линия 1 на фиг. 2), се използват при изследване устойчивостта на склонове и откоси, които не са претърпели свлачищни процеси (движения), и при сеизмични въздействия;

Фиг. 2

16.2. остатъчната якост ( $\tau_r$ ) се определя след разрушаване на пробата и стабилизиране съпротивлението на срязване; тя се използва за определяне характеристиките на остатъчната свлачищна якост ( $\phi_r$ ) и ( $c_r$ ) (фиг. 2) - при древни свлачища, при изследване стабилността на скатове в гранично равновесие, когато свлачището или отделни негови части са в началото на раздвижването - групи 5 и 6;

16.3. минималната остатъчна якост ( $\tau_{r,min}$ ) се получава след неколkokратни постъпателно-реверсивни срязвания в една и съща плоскост, без изграждане на пробата; минималната остатъчна якост се използва за определяне на устойчивостта на свлачища от групи 1 и 2;

16.4. определянето на водното съдържание, което има почвата в повърхнината на плъзгане на масива, се включва като допълнително условие при изследване на параметрите на якостта на срязване;

16.5. междинната якост ( $\tau_g$ ) се характеризира с ъгъл на вътрешно триене ( $\phi_g$ ) и кохезия ( $c_g$ ), които по стойност се намират между върховата и минималната остатъчна якост; междинните стойности на якостните

характеристики за склонове в гранично равновесие се получават чрез "обратни изчисления";

16.6. при необходимост якостните характеристики могат да се определят и с реологични изследвания.

17. Якостните характеристики се определят чрез лабораторни дренирани консолидирани изпитвания. При делапсивните свлачища могат да се приложат дренирани неконсолидирани изпитвания, а при детрузивните свлачища, възникнали в резултат на претоварване в горната част - недренирани, неконсолидирани изпитвания за частта от свлачищния масив под натоварения участък. При използване на стойности на якостните характеристики, получени от дренирани консолидирани изпитвания, трябва да се отчита и влиянието на порния натиск, ако има условия за неговото индуциране.

18. Обработката на резултатите се извършва по приети в геотехниката стандартни методи, при наличие на резултати от шест и повече изследвани проби. В резултат на статистическата обработка се получават нормативните (средноаритметични) стойности на характеристиките: ъгъл на вътрешно триене ( $\phi$ ), кохезия ( $c$ ) и обемни тегла на почвите ( $\gamma$ ). За получаване на коефициентите на сигурност се приема коефициент на едностранна доверителна вероятност  $\alpha = 0,95$ . След обосновка може да се докаже и друг коефициент на едностранна доверителна вероятност.

19. Изчислителните характеристики на почвите са:

$$\text{tg}\phi = \frac{\text{tg}\phi_n}{\gamma_\phi}, \quad c = \frac{c_n}{\gamma_c} \text{ и } \gamma = \frac{\gamma_n}{\gamma_g},$$

където,  $\gamma_\phi$ ,  $\gamma_c$  и  $\gamma_g$  са съответно коефициентите на сигурност за ъгъла на вътрешно триене, кохезията и обемното тегло; статистическата обработка на резултатите се извършва съгласно изискванията на НППФ.

20. Когато резултатите са по-малко от шест, но не по-малко от три, статистическа обработка не се извършва, а се приемат коефициенти на сигурност, както следва:

20.1. за ъглите на вътрешно триене -  $\gamma_\phi = 1,20$ ;

20.2. за кохезията -  $\gamma_c = 1,60$ ;

20.3. за обемното тегло -  $\gamma_g = 1,0$ .

21. Не се разрешава да се определят представителни якостни характеристики на почвите при по-малко от три резултата.

22. При обобщаването и обработката на резултатите се правят съпоставки и аналогии с други подобни почви от региона, с таблични стойности, дадени в нормативни документи, литературни данни и др.

23. Средноминималните стойности на якостните характеристики се получават по два начина:

23.1. като средноаритметични стойности на характеристиките, които са равни и по-малки от средноаритметичните стойности на цялото множество;

23.2. чрез корелация на всички значения на якостите на срязване, които са върху и под представителната корелационна права на цялото множество.

24. Въз основа на проведени полеви изпитвания, както и на "обратни изчисления" за общата устойчивост на свлачището се получават почвени характеристики, които се приемат за нормативни.

25. При изчисленията за устойчивост на свлачището се работи с изчислителни почвени характеристики. За изчислителни се приемат по-високите стойности на характеристиките по т. 19 и средноминималните стойности по т. 23.

26. Окончателните стойности на междинните якостни характеристики се определят чрез "обратни изчисления". Тези характеристики могат да се коригират в зависимост от очакваните изменения на състоянието на масива в съответствие с данни, получени от други изследвания.

Приложение № 3  
към чл. 12

### Елементи и класификация на свлачищата

1. Основните елементи на свлачищата са:

1.1. повърхнина;

1.2. дълбочина;

1.3. тяло;

1.4. глава (вежда);

1.5. пета (език);

1.6. дължина;

1.7. широчина.

2. Повърхнина на свлачището е повърхнината (повърхнините) на плъзгане, по която се свличат земните маси. Тя може да е най-различна в зависимост от типа на свлачището. При някои видове свлачища вместо повърхнина се формира слой (зона), в който настъпва разрушаването.

Установяването на повърхнината на свлачището може да се извършва по следните начини:

2.1. за активизирани (активни) свлачища:

- а) по данни от инженерно-геоложки и хидрогеоложки проучвания;
- б) по данни от геодезически измервания;
- в) по напукванията и деформациите на терена и морфологичните изменения; особено показателни в това отношение са пукнатините в сградите и съоръженията, в пътните настилки и в други сравнително корави елементи;
- г) по теоретичен път, заедно с данни от други проучвания и наблюдения;
- д) по резултати от измерванията с инклинометри;
- е) по геофизичен път;

2.2. за предварителна оценка на вероятността от активизиране на свлачищен процес:

- а) по инженерно-геоложки и хидрогеоложки проучвания;
- б) по теоретичен път и като се вземат предвид данните от инженерно-геоложките и хидрогеоложките проучвания;
- в) по данни от стари свлачищни процеси-когато има такива.

3. Дълбочина на свлачището е разстоянието от горната повърхност на свлачището до повърхнината на плъзгане. Разстоянието се измерва перпендикулярно на горната повърхност на свлачището.

4. Тяло на свлачището е целият обем на свлачищните се земни маси.

5. Глава (вежда) на свлачището е най-горната част на свлачищното тяло.

6. Пета (език) на свлачището е най-долната част на свлачищното тяло.

7. Дължина на свлачището е разстоянието от главата до петата на свлачищното тяло.

8. Широчина на свлачището е най-голямото разстояние напречно на посоката на свлачището.

9. Свлачищата се разделят на следните групи в зависимост от:

9.1. геоложките и тектонските си характеристики:

- а) асеквентни;
- б) консеквентни;
- в) инсеквентни;

9.2. механизма на процесите:

- а) делапсивни;
- б) детрузивни;
- в) консистентни;
- г) срутища;
- д) пълзящи склонове;

9.3. дълбочината на повърхнината на плъзгане:

- а) дълбоки;
- б) плитки;
- в) повърхностни.

10. Асеквентни са свлачища, образувани в еднородни почви (фиг. 1).

Фиг. 1

11. Консеквентни са свлачищата, при които свличането е по разделителните повърхнини между разнородни пластове, по прослойки със или без наличие на пукнатини (фиг. 2).

Фиг. 2

12. Инсеквентни са свлачищата, при които повърхнината на плъзгане пресича повърхнините на напластяване (фиг. 3).

Фиг. 3

13. Делапсивни са свлачищата, които се зараждат в долната част на склоновете, след което свлачищният процес постепенно се придвижва нагоре. Обикновено тези свлачища се предизвикват от морска и речна абразия, ерозия от повърхностни води в петата на склоновете, пресичане на терени от пътища и железопътни линии, неправилна технология при планировка на терена, линейни изкопи за водопроводни и канализационни мрежи и др.

14. Детрузивни са свлачищата, които започват в горната част на склоновете, като свличащите се земни маси вследствие натиска отгоре образуват т. нар. "свлачищен купол". Най-често причините за възникване на детрузивни свлачища са: претоварване в горния край на откоса; преовлажняване в горния край на откоса, причинено от извори и водопроводни и канализационни съоръжения; натиск, който се упражнява при пропадането на лъсови почви (образуване на почвени клинове) и др.

15. Консистентни са свлачищата, които възникват вследствие на преовлажняване и влошаване консистенцията на глинести почви, от които са изградени склоновете. Те са сравнително плитки, често повърхностни, вкл. при незначителни наклони на откосите.

16. Срутище е внезапно нарушаване на устойчивостта на стръмни склонове от сравнително твърди почви или скали, което често се наблюдава

по пукнатини. При срутища повърхнината на плъзгане обикновено е по-стръмна от  $45^\circ$ .

17. Пълзящи склонове са свлачищата с движение на повърхността до 0,05 mm в денонощие.

18. Дълбоки са свлачищата с криволинейна, нефиксирана повърхнина на плъзгане, която се образува на дълбочина от повърхността на терена, по-голяма от 4 m, а плитки - свлачищата с дълбочина до 4 m.

19. Повърхностни са свлачищата, които са силно зависими от атмосферните води. При тях фиксираната повърхнина (плоскост) на плъзгане следва приблизително наклона на терена. Такива свлачища обикновено са от делапсивен или консеквентен тип.

Приложение № 4  
към чл. 15

#### Определяне на свлачищен натиск, на земен натиск и на коефициента на устойчивост

1. Свлачищният натиск е силата, която създават земните маси вследствие нарушаване устойчивостта на склона. Свлачищният натиск се формира при образуване на повърхнини на плъзгане, по които е настъпило придвижването на земни маси, под влияние на гравитационни сили, сеизмични въздействия, филтрационен или хидростатичен натиск и др. Свлачищният натиск обикновено е по-голям от активния земен натиск, но той не може да превишава пасивното съпротивление на почвите за дадено сечение.

2. В изчислителните схеми се приема предимно равнинна задача с участието на два пласта—горен плъзгащ се и долен стабилен (най-често водопълтен) със следните характеристики и означения:

2.1. средна височина на разглежданата ламела над повърхнината на плъзгане ( $h$ );

2.2. дължина на ламелата ( $l$ );

2.3. широчина на ламелата ( $b$ ) ( $b = 1$  m, равнинна задача);

2.4. средна дебелина на почвената ламела ( $d$ ), мерено перпендикулярно на повърхнината на плъзгане;

2.5. ъгъл на наклона на повърхнината на плъзгане към хоризонта ( $\alpha$ );

2.6. обемно тегло на почвата в естествено състояние ( $\gamma$ );

2.7. обемно тегло на водонаситената почва ( $\gamma_r$ );

- 2.8. обемно тегло на почвата под вода ( $\gamma'$ );  
 2.9. обемно тегло на водата ( $\gamma_w$ );  
 2.10. изчислителна стойност на ъгъла на вътрешно триене на почвата в повърхнината на плъзгане ( $\varphi$ );  
 2.11. изчислителна стойност на кохезията ( $c$ );  
 2.12. коефициент на устойчивост ( $K_{уст}$ ).
3. Свлачищният натиск при почви без кохезия и при липса на подземни води (фиг. 1) се определя по формулите:

$$H = N \operatorname{tg} \alpha = \gamma l d \sin \alpha \quad (1)$$

$$T = N \operatorname{tg} \varphi = \gamma l d \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

$$K_{уст} = \frac{T}{H} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{N \operatorname{tg} \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}, \quad (3)$$

където:

$H$  е плъзгащата сила;

$T$  - задържащата сила;

$K_{уст}$  - коефициентът на устойчивост.

Фиг. 1

4. Свлачищният натиск при почви без кохезия и без порен натиск при действието на сеизмични сили ( $E_S$ ), приложени в центъра на тежестта на ламелата и насочени хоризонтално (фиг. 2), се определя по формулите:

Фиг. 2

$$H = G \sin \alpha + E_S \cos \alpha = N \operatorname{tg} \alpha + E_S \cos \alpha \quad (4)$$

$$T = (N - E_S \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi \quad (5)$$

$$K_{уст} = \frac{T}{H} = \frac{(N - E_S \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi}{N \operatorname{tg} \alpha + E_S \cos \alpha}, \quad (6)$$

където  $E_S$  е сеизмичната сила, определена по формулата:

$$E_S = C \cdot R_{II} \cdot K_C \cdot G, \quad (7)$$

където:

$C$  е коефициентът на значимост, както следва: за категория А -  $C = 1,50$ ; за категория Б -  $C = 1,20$ ; за категория В -  $C = 1,00$ ; за категория Г -  $C = 0,75$ ;

$R_{\Pi}$  - коефициент на реагиране на почвите, който се приема равен на 0,5; чрез допълнителни изследвания или геотехническа експертиза могат да се докажат и други стойности на  $R_{\Pi}$ , но не по-ниски от 0,3;

$K_c$  - сеизмичен коефициент;

$G$  - тегло на ламелата, изчислено с обемни тегла, в зависимост от състоянието на почвите и нивото на подземните води;

$H$ ,  $N$ ,  $T$  и  $K_{уст}$  са както във формули (1), (2) и (3).

5. Свлачищният натиск при почви без кохезия и без порен натиск при действието на хидродинамичния натиск ( $W\Phi$ ) над плъзгателната повърхнина (фиг. 3) се определя по формулите:

Фиг. 3

$$H = G' \sin \alpha + W\Phi = G' \sin \alpha + d l \gamma_w J = d l \gamma' \sin \alpha + d l \gamma_w \sin \alpha = G_r \sin \alpha \quad (8)$$

$$T = N \operatorname{tg} \varphi = G' \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = l d \gamma' \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (9)$$

$$K_{уст} = \frac{l d \gamma' \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{l d \sin \alpha (\gamma' + \gamma_w)} = \frac{G' \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{G_r \sin \alpha}, \quad (10)$$

където:

$G'$  е теглото на ламелата под вода;

$G_r$  - теглото на ламелата с обемното тегло на водонаситената почва;

$J$  - хидравличният градиент ( $J = \sin \alpha$ ).

6. Свлачищният натиск при почви без кохезия и с порен натиск (фиг. 4) се определя по формулите:

Фиг. 4

$$u = h_w \gamma_w \cos^2 \alpha,$$

$$U = u l = h_w \gamma_w l \cos^2 \alpha,$$

$$H = Ntg\alpha, \quad T = (N - U)tg\varphi, \quad N = G.\cos\alpha, \quad (11)$$

където:

$u$  е порният натиск;

$U$  - равнодействащата на порния натиск;

$G$  -теглото на ламелата, изчислено от състоянието на почвата (над вода с  $\gamma$ , под вода - с  $\gamma_r$ ),

$$K_{уст.} = \frac{(N - U)tg\varphi}{Ntg\alpha}, \text{ а при наличие на кохезия -}$$

$$K_{уст} = \frac{(N - U)tg\varphi + cl}{Ntg\alpha} \quad (12)$$

7. При наличие на преграда от водоплътни почви, която подpira подземните води, към активните (свлачищните) сили се добавя и хидростатичен натиск (фиг. 5). Решението е както по т. 5.

Фиг. 5

8. Активният земен натиск от несвързани почви върху корава подпорна стена при наклон на терена  $\alpha < \varphi$ , наклон на гърба на стената  $0 < \varepsilon < (45^\circ - \varphi/2)$ , триене между почвата и стената  $\delta \neq 0$  се определя съгласно изискванията на НППС и по формулите:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} K_a \quad (13)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\delta - \varepsilon) \left| 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\delta - \varepsilon) \cos(\varepsilon + \alpha)}} \right|}, \quad (14)$$

където:

$E_a$  е активният земен натиск съгласно фиг. 6;

$K_a$  - коефициент на активния земен натиск.

9. Отчитането на вертикалната и хоризонталната компонента на  $E_a$ , влиянието на кохезията при свързани почви, натоварването зад гърба на стената и триенето ( $\delta = 0 + \varphi$ ), както и за други случаи се извършва съгласно изискванията на НППС.

10. При наклон на теренната повърхност  $\alpha = \varphi$  и при вертикална стена без триене ( $\varepsilon = \delta = 0$ ) коефициентът на активния земен натиск се определя по формулата:

$$K_a = \cos^2 \varphi \quad (15)$$

11. При силно наклонен терен ( $\alpha > \varphi$ ) зад стената и при устойчивост на склона (фиг. 6) се допуска активният земен натиск да се определя по формулите:

Фиг. 6

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a + \frac{1}{2} q' h K_a - 2ch \sqrt{K_a}, \quad (16)$$

където:

$\varphi$  и  $c$  са изчислителните стойности при върхова якост;  
 $q'$  е претоварването от почвения клин;

$$K_a = \cos^2 \varphi \quad (17)$$

$$q' = \gamma \cdot \gamma^* = \gamma \cdot \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot (\text{tga} - \text{tg} \varphi) h \quad (18)$$

12. При пълзящ склон и  $\alpha = \varphi$  се допуска свлачищният натиск ( $E_{св}$ ) да се определя по формулата:

$$E_{св} = m(\varphi) \frac{\gamma h^2}{2} \cos^2 \varphi - 2c_r h \cos \varphi, \quad (19)$$

където коефициентът  $m(\varphi)$  е в зависимост от коравината на стената ( $EJ$ ) и при  $\varphi = 20^\circ$  се приема, както следва:

$m(\varphi) = 1,1 + 1,15$  - за еластична стена и

$$\left( \frac{h}{EI} > 2.10^{-3} \right) \left| \frac{1}{\text{kN.m}} \right|;$$

$m(\varphi) = 1,20 + 1,30$  - за корава стена и

$$\left( \frac{h}{EI} \leq 2.10^{-3} \right) \left| \frac{1}{\text{kN.m}} \right|.$$

13. Общата схема за оценка на устойчивостта на терена, заедно със сградата върху него, при установена дълбока повърхнина на плъзгане е показана на фиг. 7. Силите, които действат в случая над плоскостта А-А', са: теглото на сградата, теглото на почвения масив, сеизмичните хоризонтални сили от земния масив и сградата. Коефициентът на устойчивост срещу свличане в условията на равнинна задача се определя по формулата:

$$K_{уст} = \frac{(\sum N - \sum H_x \sin\beta) \operatorname{tg}\varphi + c_l}{\sum N \operatorname{tg}\beta + \sum H_c \cos\beta} \quad (20)$$

$$\sum N = (G_1 + G_2) \cos\beta; \quad \sum H_x = H_{стр} + R_{п} K_c G_1 + E_a, \quad (21)$$

където:

$G_1$  е теглото на земния блок А-D-A';

$G_2$  - пълното тегло на сградата, без теглото на изгребаната почва;

$H_{стр}$  - хоризонталната сеизмична сила върху сградата.

14. Коефициентът на устойчивост може да се определя и при пространствен модел за ширина  $B(B_0)$  и с включване на задържащите странични сили  $2R_{стр}$ . В случая трябва да се докаже устойчивостта на земната основа встрани, преди и след изпълнението на сградата.

Фиг. 7

15. В случаите, когато възможните повърхнини на плъзгане пресичат сградата (съоръжението), по тях се задейства и неговата обща коравина, която може да се определи по съответните строителни методи.

16. При подсичане на откоси или склонове, в т. ч. вследствие на ерозия, повърхнината на свлачището може да се апроксимира като плоскост съгласно фиг. 8, където за условията на равнинната задача дадените означения са, както следва:

16.1. общо тегло на свлачищното тяло (земна маса заедно със сградата - когато има такава) ( $G$ );

16.2. среден наклон на повърхнината на свлачището ( $\beta$ );

16.3. дължина на плоскостта на свлачището ( $l$ );

16.4. активен земен натиск в горния край на свлачището, предизвикан от земния клин ( $E_a$ );

16.5. пасивно съпротивление на почвата в петата на свлачището ( $E_p$ ).

17. Активният земен натиск и пасивното съпротивление на почвата в петата на свлачището се определят съгласно изискванията на НППС.

Фиг. 8

18. При якостни показатели  $\varphi_g$  и  $c_g$  (обратни изчисления) и липса на порен натиск  $K_{уст}$  при основно съчетание на натоварванията се определя по формулата:

$$K_{уст} = \frac{c_l + (G \cos \beta + E_p \sin \beta - E_a \sin \beta) \operatorname{tg} \varphi}{G \sin \beta + E_a \cos \beta - E_p \cos \beta} \quad (22)$$

19. В случай на подсичане, подмиване или подкопаване на петата на свлачището, което води до снижаване или елиминиране на  $E_p$ , се прави нова проверка по формула (22), като се приема  $E_p = 0$ .

20. Решенията за укрепване на свлачищата отчитат принципите на укрепване, методите на изчисляване (проверки) и техническите средства за реализацията им.

21. При директно прилагане на анкерна сила ( $A_{ан}$ ) върху свлачищното тяло (фиг. 8)  $K_{уст}$  се определя по формулата:

$$K_{уст} + \Delta K_{уст} = \frac{c_l + (G \cos \beta + E_p \sin \beta - E_a \sin \beta) \operatorname{tg} \varphi + A_{ан} \cos \delta \operatorname{tg} \varphi}{G \sin \beta + E_a \cos \beta - E_p \cos \beta}, \quad (23)$$

$$G \sin \beta + E_a \cos \beta - E_p \cos \beta - A_{an} \sin \delta$$

където  $\delta$  е ъгълът на напрегателната анкерна сила спрямо нормалата на плоскостта AD.

22. Минималната напрегателна сила се получава за ъгъл на наклона  $\delta$ , определен по формулата:

$$\delta = \arctg \frac{K_{уст} + \Delta K_{уст}}{\operatorname{tg} \varphi} \quad (24)$$

23. В случая по т. 22 се изисква подобряване устойчивостта на свлачищното тяло най-малко с 20 на сто:

$$\frac{\Delta K_{уст}}{K_{уст}} \geq 20 \%$$

24. За да не се допусне преливане на почвени маси над короната на стената при корави подпорни съоръжения, дължината на свлачищното тяло (L), мерена по наклона, се ограничава от условието (фиг. 9):

Фиг. 9

$$L \leq \frac{1}{K_{уст}} (L_b + L_{\Delta}), \quad (25)$$

където:

$K_{уст} = 1,5$  е частичният коефициент на устойчивост;

$L_b$  - дължината на съпротивителния земен клин, оформен непосредствено зад стената;

$L_{\Delta}$  - дължината на масива над клина, необходима за предизвикване на пасивно съпротивление на почвите.

25. При липса на порен натиск и при приблизително постоянен наклон ( $\beta$ )  $L_b$  и  $L_{\Delta}$  по т. 24 могат да се определят по формулите:

$$\sin \frac{\varphi}{2} + \cos \frac{\varphi}{2} + \sqrt{2} \cos \beta$$

$$L_b = \frac{h^2}{\sin^2(\beta - \frac{\varphi}{2}) + \cos^2(\beta - \frac{\varphi}{2})}, \quad (26)$$

където:

$h$  е дълбочината на свличащия се пласт;

$\varphi$  и  $c$  са якостните показатели на почвата в зоната на свличане;

$$L_{\Delta} = \frac{1}{\gamma h \sin \beta \cos \beta - (\gamma h \cos^2 \beta \operatorname{tg} \varphi + c)}, \quad (27)$$

където:

$\gamma$  е обемното тегло на почвата;

$K_p$  - коефициентът на пасивно съпротивление на почвата, който се определя съгласно изискванията на НППС.

26. В случай че по формула (25) се получи реална дължина от свлачището зад стената

$$L \geq \frac{1}{1,5} (L_b + L_{\Delta}),$$

се налага изграждането на второ подпорно съоръжение по склона.

27. В случай че реалната дължина на свличащия се склон е  $L \geq L_b + L_{\Delta}$  и втората стена не е изградена, се приема скъсване на склона нагоре, на дължина  $L$ , а подпорното съоръжение се оразмерява за максимален свлачищен натиск ( $F_{\max}$ ) (фиг. 9) по формулата:

$$F_{\max} = \Delta + E_p, \quad (28)$$

където:

$E_p$  е пасивното съпротивление на почвата;

$\Delta$  - резултативното натоварване по склона за участъка  $L_b$ , за един линеен метър от него;  $\Delta$  се определя по израза:

$$\Delta = \gamma h \sin \beta \cos \beta - (\gamma h \cos^2 \beta \operatorname{tg} \varphi + c) \quad (29)$$

28. Аналогично на случая по т. 27 се третират и случаите при наличие на порен натиск, претоварвания върху склона, сеизмичност и др., като действието им се отчита във формулите по т. 24, 25, 26 и 27.

Фиг. 10

29. Граничното равновесие по метода на Фелениус-Терцаги настъпва едновременно по цялата повърхнина на плъзгане, като силите на триене между ламелите се пренебрегват. Моментите от активните ( $M_a$ ) и задържащите ( $M_r$ ) сили спрямо центъра на въртене (т. О на фиг. 10) и  $K_{уст}$  се определят по формулите:

$$\begin{aligned} M_a &= R_i \sum G_i \sin \alpha_i, \\ M_r &= R_i [\sum G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i] \end{aligned} \quad (30)$$

$$K_{уст} = \frac{M_r}{M_a} \quad (31)$$

30. Минимално допустимите стойности на  $K_{уст}$  се приемат по табл. 4 от наредбата.

31. При поява на пукнатини в горния край (участък А-В на фиг. 10) задържащите сили намаляват, тъй като повърхнината на плъзгане започва от долния край на пукнатината, чиято дълбочина може да се определя по формулата:

$$h_{пукн} = \frac{2,67c}{\gamma \sqrt{K_a}}, \quad (32)$$

където  $K_a$  се определя по формула (14).

Доп

32. При свлачища, за които е доказано, че  $K_{уст} < K_{уст}$ , необходимите задържащ момент и задържаща сила, които трябва да се осигурят от

противосвлачищната конструкция (фиг. 11), могат да се определят по формулата:

Фиг. 11

$$\Delta M_{\text{Пас}} = K_{\text{уст}} \sum M_a - \sum M_r \quad (33)$$

33. Свлачищната сила

$$S_0 = \frac{\Delta M_{\text{Пас}}}{r'}$$

където  $r'$  е рамото на  $S_0$  спрямо центъра на въртене - т. О на фиг. 11 ( $r'$  е в зависимост от диаграмата на свлачищния натиск).

34. В условията на равнинна задача, при плъзгане по кръгово-цилиндрична повърхнина,  $W_{\phi}$  се изчислява по формулата:

$$W_{\phi} = \gamma_w J \sum \omega w_i, \quad (34)$$

където:

$\sum \omega w_i$  е сумарната площ на сечението на филтрационния поток (фиг. 10);

$\gamma_w$  - обемното тегло на водата;

$J$  - хидравличният градиент.

35. Коефициентът на устойчивост

$$K_{\text{уст}} = \frac{(\phi)}{(\phi)}$$

по метода на Фелениус-Терцаги, при който  $W_{\phi}$  се отчита като вътрешна (обемна) сила, се определя по формулата:

$$K_{\text{уст}} = \frac{(\phi) \sum (\gamma_i \omega_{oi} + \gamma_i' \omega_{wi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + \sum c_i l_i}{r_{\phi}}, \quad (35)$$

$$\frac{\Sigma(\gamma_i \omega_{oi} + \gamma'_i \omega_{wi}) \sin \alpha_i + W_\phi}{R}$$

където активните и пасивните сили са определени с отчитане на водния подем.

36. Хидродинамичната сила се приема успоредна на токовете линии на хидродинамичната мрежа.

37. Вместо директно включване на  $W_\phi$  в израза за  $K_{уст}$  може да се работи, като се отчита порният натиск, който действа перпендикулярно на повърхнината на плъзгане и намалява якостта на срязване (фиг. 10):

$$K_{уст} = \frac{\Sigma[(\gamma_i \omega_{oi} + \gamma_{ri} \omega_{wi}) \cos \alpha_i - U] \operatorname{tg} \phi_i + \Sigma c_i l_i}{\Sigma(\gamma_i \omega_{oi} + \gamma_{ri} \omega_{wi}) \sin \alpha_i} \quad (36)$$

или

$$K_{уст} = \frac{\Sigma[(\gamma_i \omega_{oi} + \gamma'_i \omega_{wi}) \cos \alpha_i] \operatorname{tg} \phi_i + \Sigma c_i l_i}{\Sigma(\gamma_i \omega_{oi} + \gamma_{ri} \omega_{wi}) \sin \alpha_i}, \quad (37)$$

където:

$\gamma_{ri}$  е обемното тегло на водонаситената почва;

$U$  - порният натиск, който се определя по формула (11).

38. Сеизмичните въздействия се отчитат чрез активните моменти на вертикалните и хоризонталните компоненти на сеизмичните сили, които действат едновременно.

39. Добавъчният момент от сеизмични сили ( $\Delta M_a(s)$ ) се определя по формулата:

$$\Delta M_a = (S_s \quad \text{хор} \quad h + S_s \quad \text{верт} \quad a_s), \quad (38)$$

където:

$h$  и  $a_s$  са рамената на сеизмичните сили спрямо центъра на въртене;

$$K_{уст} = \frac{(s) \quad M_r}{(s)} \quad (39)$$

$$M_a + \Delta m_a$$

40. Допуска се добавъчният момент  $\Delta M_a(s)$  по т. 39, даден в знаменателя, да се определя по формулата:

$$(s) \quad \Delta M_a = R_{\Pi} K_c \sum G_i h_i, \quad (40)$$

където сеизмичната сила за всяка ламела е насочена хоризонтално ( $R_{\Pi}$  е коефициент на реагиране на почвите съгласно т. 4).

41. Коефициентът на обща устойчивост съгласно метода на Бишоп, който удовлетворява две от условията за равновесие ( $\sum M = 0$ ,  $\sum V = 0$ ) за плъзгане по кръгово-цилиндрична повърхнина, е в неявен вид и се определя по формулата:

$$K_{уст} = \frac{r \sum \frac{G_i \tan \varphi_i + c_i b_i}{(1/K_{уст}) \sin \alpha_i \tan \varphi_i + \cos \alpha_i}}{r \sum G_i \sin \alpha_i + \sum P_{i a_i}}, \quad (41)$$

където:

$\sum P_{i a_i}$  е сумата на моментите от външни сили;

$r$  - радиусът на кръгово-цилиндричната повърхнина на плъзгане.

42. Итерациите започват с  $K_{уст} = 1,0$  и продължават, докато разликата в резултатите от две поредни изчисления стане приемливо малка.

43. При наличие на хоризонтални сили (земетръс, хидродинамичен натиск) методът на Бишоп е по-подходящ в сравнение с метода на Фелениус-Терцаги.

44. Допуска се използването и на други изчислителни методи, като се отчитат техните особености и теоретични постановки.

45. При избора на метод за изследване на устойчивостта и за определяне на свлачищния натиск от значение са изчислителната схема и формата на повърхността на плъзгане. При некръгово-цилиндрична повърхнина се препоръчва използването на методите на Шахунянц и Янбу.

46. Методът на Янбу се отнася за произволна форма на повърхнината на плъзгане и отчита нееднородността, анизотропията, хидродинамичните сили, порния натиск, допълнителните външни натоварвания и сеизмичните въздействия.

47. Допуска се използването и на други методи и схеми за изследване на устойчивостта на свлачищното тяло (схемата с "почвен клин" - метод на Фисенко при делапсивни свлачища, методите на Моргенщерн-Прайс, Можевитинов, вариационни методи и др.).

48. Методът на Шахунянц (метод на начупената повърхнина на плъзгане и неговите разновидности под други наименования) удовлетворява две от уравненията за равновесие ( $\Sigma X = 0$ ,  $\Sigma Y = 0$ ) и се прилага при консеквентни и повърхностни свлачища, с ясно установен контур на повърхнината на свлачището (фиг. 12).

49. С метода на Шахунянц се решават две задачи:

49.1. определяне на коефициента на устойчивост итеративно—до затваряне на полигона за  $\Sigma E_i$  ( $E_5 \approx 0$ );

49.2. определяне на сумарния свлачищен натиск за което и да е сечение (при зададен коефициент на устойчивост), както и оптимизиране мястото на противосвлачищната конструкция.

50. В метода на Шахунянц се отчита взаимодействието между блоковете чрез сили на триене, представляващи вертикални компоненти на свлачищните сили ( $E_i$ ). Свлачищните сили се задават под наклон  $\beta_i$ , който може да варира от  $0^\circ$  до  $\varphi^\circ$ , и обикновено се приема равен на средния наклон на цялата повърхнина на плъзгане.

51. Всеки блок с широчина, съобразена с начупеността на повърхнината на плъзгане, се приема за твърдо тяло, намиращо се под въздействието на собственото си тегло, външни товари, сеизмични сили, налягането на съседните блокове ( $E_i$ ,  $E_{i-1}$ ) и реакцията в основата (фиг. 12).

Фиг. 12

52. От проекцията на всички сили към равнините а-б и n-n се получават компонентите на реакцията:

$$\begin{aligned} R_i &= N_i + E_i \sin(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \sin(\alpha_i - \beta_{i-1}) \\ T_i &= R_i \operatorname{tg}\varphi_i + c_i l_i + E_i \cos(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \cos(\alpha_i - \beta_{i-1}) \end{aligned} \quad (42)$$

53. Определената реакция  $T_i$  в равнината на основата се умножава с коефициент на устойчивост по формулата:

$$\begin{aligned} \text{доп} \\ K_{\text{уст}} \cdot G_i \sin\alpha_i &= N_i \operatorname{tg}\varphi_i + c_i l_i + E_i [\operatorname{tg}\varphi \sin(\alpha_i - \beta_i) + \\ &+ \cos(\alpha_i - \beta_i)] - E_{i-1} [\operatorname{tg}\varphi_i \sin(\alpha_i - \beta_{i-1}) + \end{aligned} \quad (43)$$

$$+ \cos(\alpha_i - \beta_{i-1})].$$

54. Големината на свлачищната сила след всеки блок, без да се отчитат хидродинамичните и сеизмичните сили, се определя по формулата:

$$E_i = \frac{\text{доп} (K_{уст} G_i \sin \alpha_i - G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i - c_i l_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} \quad (44)$$

55. Изчисленията започват от най-горния блок, върху който свлачищният натиск  $E_{i-1} = 0$ . Сумарната свлачищна сила за дадено сечение е  $\Sigma E_i$ . Получаваните сили  $\Sigma E_i$  се нанасят графично в диаграма на свлачищния натиск. Така чрез задаване на различни стойности на  $K_{уст}$  може да се постигне затваряне на полигона (в петата  $\Sigma E_i = 0$ ). Коефициентът на устойчивост за този случай е търсеният действителен коефициент на сигурност на изследвания склон. Минималната стойност на  $E_i$  в полигона е оптималното място на противосвлачищната конструкция (фиг. 12).

56. В случай, че в блока  $i$  се предвижда укрепителна конструкция с възможна задържаща сила ( $T_{i,зад}$ ), тя се включва във формулата за  $E_i$ :

$$E_i = \frac{\text{доп} (K_{уст} G_i \sin \alpha_i - G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i - c_i l_i - T_{i,зад}) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} + \quad (45)$$

$$+ E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)}$$

57. При наличие на сили от хидродинамичен натиск и от сеизмични въздействия те се приемат за активни, с направление под наклон  $\alpha_i$ . В този общ случай  $E_i$  се определя по формулата:

$$E_i = \frac{\text{доп} [K_{уст} (G_i \sin \alpha_i + W \varphi_i + S_1) - G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i - c_i l_i - T_{i,зад}] \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} + \quad (46)$$

$$+ E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)}$$

където  $G'_i$  е с отчитане обемното тегло на почвите под вода.

58. Действителният коефициент на обща устойчивост за случая по т. 58 се определя по формулата:

$$K_{уст} = \frac{\sum (G'_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i + T_{i,зад}) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)}}{\sum (G'_i \sin \alpha_i + W \varphi_i + S_i) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)}} \quad (47)$$

59. При липса на задържаща сила се приема  $T_{i,зад} = 0$ .

60. При наклони на активните сили  $W \varphi_i$  и  $S_i$ , различни от  $\alpha_i$ , в знаменателя на формула (47) те се умножават с  $\cos \Delta \alpha_i$ .

61. При укрепване на консеквентно свлачище само с анкери в изследването по метода на Шахунянц се включват като задържащи сили компонентите на анкерната сила  $T_i$ , успоредна на повърхнината на плъзгане, и на нормалната към повърхнината притискаща сила  $N_i$  (фиг. 13).

Фиг. 13

62. При зададен коефициент на устойчивост  $K_{уст}$  <sup>необх</sup> чрез формула (45) и фиг. 13 се определя големината на анкерната сила ( $A_{ан}$ ) за условията на равнинна задача по формулата:

$$A_{ан} = \frac{\sum \left( G_i \sin \alpha_i - c_i l_i - G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i \right) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i + \varepsilon - \varphi_i)}}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i) \cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)} \quad (48)$$

$$- E_i \frac{\dots}{\cos(\alpha_i + \varepsilon - \varphi_i)} + E_{i-1} \frac{\dots}{\cos(\alpha_i + \varepsilon - \varphi_i)}$$

63. В случай, че анкерът трябва да поеме само част от свлачищния натиск, ефектът на  $A_{ан}$  се определя по формулата:

$$E_i = \frac{\text{необх} \cdot K_{уст} \cdot G_i \sin \alpha_i - c_i l_i - G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} \cos \varphi_i +$$

$$+ E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} - A_{ан} \frac{\cos(\alpha_i + \varepsilon - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} \quad (49)$$

(при  $\beta_i = \beta_{i-1} = \alpha_i$  формулата се опростява).

64. Във формула (49) могат да се добавят като активни сили хидродинамичният натиск  $W_{\varphi_i}$  и сеизмичните инерционни сили  $S_{s_i}$ .

65. Методът на Шахунянц не позволява еднозначно намиране на приложната точка на силите  $E_i$  поради неудовлетворяване на третото условие на статиката  $\Sigma M = 0$ . Затова се препоръчва при активни свлачища диаграмата на свлачищния натиск да се приема триъгълна, т. е. силите да са на височина  $1/3$  от мощността на свлачищното тяло и с наклон под ъгъл  $\beta_i$ . В зависимост от условията диаграмата на свлачищния натиск може да има и друго разпределение (трапецовидно, параболично и др.).

66. При изследване на стръмни консеквентни свлачища трябва да се отчита възможното приплъзване на почвения масив над укрепителното съоръжение, което изисква уточняване на възходящата повърхнина на срязване, както и съответните якостни характеристики на почвите. Една от причините за получаване на такова приплъзване е, че пасивното съпротивление на почвата в третираното сечение е по-ниско от свлачищния натиск в същото сечение.

67. Допуска се да се взема под внимание противодействието на земните маси зад противосвлачищната конструкция. Това изисква извършване на числен анализ и доказване на устойчивостта на земните маси зад противосвлачищната конструкция с достатъчно висок коефициент на сигурност, както и експертна оценка за разпределението на добавъчното съпротивление за намаляване на свлачищния натиск. Нормално този

задържащ земен натиск се ограничава до  $E_a$  - активния земен натиск зад противосвлачищната конструкция, определен по НППС.

Приложение № 5  
към чл. 24

Хидрогеоложки изчисления на дренажите.  
Видове дренажни съоръжения и тяхното оразмеряване

1. Хидрогеоложките изчисления на хоризонталните траншейни дренажи включват определяне на:

1.1 относителното разположение на дренажа в план;

1.2 необходимата дълбочина на дренажната тръба;

1.3 дебита на дренажа;

1.4 понижението на нивото на подземните води и елементите на депресионната повърхност.

2. За контрол на депресионната повърхност на подземните води трябва да се предвиждат наблюдателни пиезометрични сондажи.

3. Дебитът на хоризонтален еднолинеен свършен траншеен дренаж ( $Q_0$ ) в безнапорни условия при известен коефициент на филтрация  $k$  се изчислява по формулата на Дюпюи (фиг. 1):

$$Q_0 = k \left( \frac{H^2 - h^2_p}{2R} \right) \quad (1)$$

Фиг. 1

4. Развитието на депресионната крива във времето (радиусът на осушената зона) се определя по формулата:

$$R_i = \sqrt{3} \frac{k}{n} H t_i \quad (2)$$

където:

$k$  е коефициентът на филтрация;

$n$  - обемът на порите;

$H$  - мощността на водоносния хоризонт;

$t_i$  - времето в денонощия.

5. При стабилизирана филтрация радиусът на влияние може да се оцени по формулата на Зихард:

$$R = 3000S \sqrt{k}, \quad (3)$$

където:

$R$  е радиусът на влияние при водопонижение;

$S$  - размерът на водопонижението. С получените стойности на радиуса на влияние при водопонижение се изчисляват съответните дебити по формула (1).

6. При двулинеен съвършен дренаж в безнапорни условия дебитите на всеки от двата траншейни дренажа (фиг. 2) се определят по формулите на Дюпюи:

$$Q_L = \frac{kH^2_L}{2R_L}; \quad Q_D = \frac{kH^2_D}{2R_D} \quad (4)$$

Фиг. 2

7. При несъвършен еднолинеен дренаж в тясна траншея с водопонижение до дренажната тръба, разположена на разстояние  $h_0$  над водоупора (фиг. 3), и при  $R : H > 3$  дебитът  $Q$  се определя по формулата на Леонардс:

$$Q = \frac{k}{2R} (0,73 + 0,27 \frac{H - h_0}{H}) (H^2 - h_0^2) \quad (5)$$

Фиг. 3

8. Система от траншейни дренажи и дренажни прорези в свлачищни склонове и под неустойчиви пътни насипи, в зависимост от геотехническите условия и водоотдаването, могат да се ситуират по фиг. 4. Схемата е валидна при съвършени линейни дренажи.

Фиг. 4

9. Дренажните ребра са съоръжения, които имат дренажна функция, и могат да подобряват локалната и общата устойчивост на откосите. Те са напречни откосни каменни стени (ребра), издигнати в петата на откоса по траншеен начин, и са запълнени с едър дренажен материал. Дренажните ребра могат да достигнат до водоупор или да са несъвършен тип.

10. С хидравличното изчисление се определят оптималното разстояние между дренажните ребра, дебелината (a) и дълбочината (h). Стойността на дренажния дебит (QDK) като част от общия воден приток Q за дължина на фронта L се определя по формулата (фиг. 5):

$$QDK = R \cdot Q, \tag{6}$$

$$\text{където } R = L \left( 1 - \frac{2}{\pi} \cdot \arcsin \frac{1}{\frac{h}{a}} \right)$$

е коефициент, за който се приемат следните стойности:

- при  $h = 0,5a$  -  $R = 0,75$ ;
- при  $h = a$  -  $R = 0,95$ .

Фиг. 5

11. Откосните дренажи са непрекъснати дренажни каменни стени по наклона на откоса (фиг. 6) и при тях дренажният ефект е по-голям от укрепващия при спазване на съотношенията:

$$H_{ст} \geq HD; \quad H \geq H_{ст}; \quad e = \frac{H}{2} + \frac{H}{3}, \tag{7}$$

където:

- H - е общата височина на откоса;
- H<sub>ст</sub> - височината на каменния насип;
- HD - височината до мястото на изхода на депресионната крива;
- e - широчината на каменния насип при HD.

Фиг. 6

12. Хоризонталните сондажни дренажи са ефективни при дълги повърхностни свлачища (асеквентни и консеквентни), с прослойки от несвързани или свързани материали с  $k > 1 \text{ m}$  в денонощие. При еднородни свързани почви с по-малко водоотдаване дренажната способност на ХСД намалява.

13. Хоризонталните сондажни дренажи се състоят от перфорирани тръби (най-често стоманени), положени в сондажния отвор паралелно с неговото пробиване. Наклонът на ХСД не трябва да е по-малък от 3 на сто и да не превишава 25 на сто. Диаметърът на тръбата е 5 - 10 cm, с перфорация най-малко 5 на сто ( $\text{Ø} 4 - 8 \text{ mm}$ ). Хоризонталните сондажни дренажи могат да се разполагат на няколко нива или звездообразно.

14. При вероятност от пресичане на повърхнини на свлачището ХСД трябва да се изпълняват като "тръба в тръба" за предотвратяване на скъсването им.

15. При проектирането на ХСД са необходими подробни хидрогеоложки данни. За приблизителни изчисления се прави апроксимация като еднолинейни траншейни дренажи или вертикални кладенци. Изпълняват се 1 - 2 опитни дренажа с измерване на дебитите, както и пиезометрични сондажи за наблюдение на депресионната повърхност. При незадоволителни резултати се променят посоката, мястото или системата на дренажните сондажи.

16. Вертикалните дренажни кладенци се предвиждат като свършени, несвършени, еднолинейни, двулинейни и контурни. Те се проектират предимно като единна дренажноосигурителна система, с гравитачно отвеждащи колектори или с изпомпване с възможност за водочерпене от по-дълбоки слоеве.

17. Вертикалният дренажен кладенец се състои от сондажен отвор с диаметър от  $\text{Ø} 250$  до  $\text{Ø} 1000 \text{ mm}$ , централна тръба (стоманена, от поливинилхлорид или от друг материал), перфорирана в долния край, и с комбиниран околоръстен филтър. В горния край кладенецът се укрепва с обсадна тръба. Диаметърът на тръбата трябва да позволява вкарването на оборудване за изпомпване на водата.

18. Системите за изпомпване на водата са: вакуумна (помпена станция с поплавкова автоматика) и сифонна.

19. Хидрогеоложките изчисления на вертикалните еднолинейни системи от дренажни кладенци се състоят в определяне на оптималното им разположение в план, на разстоянията между кладенците, понижението на депресионната повърхност и дебита.

20. Комбинираните подземни дренажни съоръжения представляват съчетание между хоризонтален и еднолинеен вертикален дренаж. Еднолинейният вертикален дренаж се състои от редове вертикални сондажни дренажи, образуващи дренажна завеса. От вертикалните сондажи водата се самоизлива в разположената отдолу надлъжна дренажна галерия или под налягане, ако сондажите са разположени под галерията (фиг. 7, позиция "а"). Дренажната галерия е най-често проходима, тунелен тип. Водата от вертикалните сондажи може да се отвежда и директно от сондажите в по-дълбоко лежащи водоприемници (поглъщащ кладенец), като карстови форми, чакълести пластове и др. В тези случаи се изисква и екологична оценка за водоприемащата среда.

Фиг. 7

а)

б)

21. Специалните подземни дренажни съоръжения са:

21.1. забивни филтри с малък диаметър от теренната повърхност или от вътрешността на дренажната галерия;

21.2. звездообразни ХСД от дъното на кладенци с голям диаметър;

21.3. дренажни кладенци с голям диаметър, разположени на значителна дълбочина, с възможност за дрениране през носещите стени и чрез група ХСД на дъното на кладенеца, където се предвижда (сондажно) отвеждащ колектор за гравитачно отстраняване на събраните в кладенеца води;

21.4. иглофилтрова вакуумна система, представляваща завеса (обикновено в затворен контур) от тръбни забивни филтри със сечение до  $\varnothing$  60 mm, забити с воден подмив при фини пясъци на дълбочина до 5 - 8 m; тръбите се съединяват с общ вакуумен колектор и помпена станция.

22. Временните изкопни откоси при строителство в свлачищни райони трябва да се обезопасяват с охранителни канавки и да се покриват с водозащитни синтетични платна, а постоянните откоси да се затревяват, зачимяват и/или захрастяват.

23. Дренажно-контрафорсните ребра представляват шлицове, разположени успоредно или косо на движението на свлачището, запълнени с непрекъснат каменен пълнеж. Шлицовете са с широчина от 0,8 до 3 m и дълбочина от 2 до 30 m и се изпълняват отдолу нагоре непосредствено след тяхното изкопаване по склона, на отделни отсечки по няколко метра. Дължините на отделните отсечки са в зависимост от вида и състоянието на почвата, както и от дълбочината на изкопа, и се определят опитно в началото на изпълнението.

24. Възможните варианти за изпълнение на дренажно-контрафорсни ребра (фиг. 7, позиция "б") са:

24.1. единично ребро - успоредно на движението на свлачището;

24.2. единично ребро - косо на движението на свлачището;

24.3. раздвоено ребро;

24.4. разклонено ребро;

24.5. засводени ребра.

25. В зависимост от местоположението си спрямо подложния здрав пласт дренажно-контрафорсните ребра са два вида:

25.1. съвършени или стоящи, навлизащи в здравия носещ пласт под повърхнината на свлачището, с повишена контрафорсна функция;

25.2. несъвършени или висящи (плаващи) ребра, недостигащи дълбочината на повърхнината на свлачището, с преобладаващо дренажна функция.

26. Дренажно-контрафорсните ребра трябва да понижават нивото на подземните води в близост до реброто и да осигуряват значителна повърхност за дрениране на водите.

27. Дренажно-контрафорсните ребра се проектират като постоянно действащи отводнителни съоръжения. Допуска се техният ефект да се включва в схемата за изчисленията за устойчивост като постоянно действащ фактор.

28. Укрепителни функции могат да изпълняват само стоящите контрафорсни ребра, които навлизат най-малко 0,80 m в подложните здрави пластове на свлачището. Точният размер на вкопаването на ребрата в подложните пластове се установява с доказване задържащия ефект чрез определяне на силите на триене между каменния насип на ребрата и почвата, в която те навлизат.

29. Задържащите сили от ребрата се определят по някои от методите за изследване устойчивостта на свлачищния масив от приложение № 4 или по друг метод, приет и доказан в проекта. За целта се прави проверка за устойчивостта на повърхнината на плъзгане през реброто на линията на повърхнината на плъзгане на свлачището. Изчислунията се извършват с якостните характеристики на каменния пълнеж на ребрата и с приетия коефициент на сигурностна свлачищния масив. С изчисленията се установяват задържащите сили по надлъжната ос над необходимите на реброто. Големините на тези сили, които се предават встрани от ребрата и оказват задържащо действие върху свлачищния масив, се определят по формулата:

$$N_{\text{зад}} = \sum F_i \cdot h_i \cdot \gamma_i \cdot K_{\text{аи.ф}}, \quad (8)$$

където:

$F_i$  са площите на контактните повърхности между реброто и околната почва (от двете страни на реброто);

$h_i$  - дълбочината на средата на площта ( $F_i$ ) под повърхността на терена;

$\gamma_i$  - средното обемно тегло на почвата над средата на площта  $F_i$ ;

$$K_{ai} = (\operatorname{tg} 45^\circ - \frac{\varphi_i}{2})^2 -$$

коефициент на активен земен натиск за вида на почвата в средата на площта  $F_i$  ( $\varphi_i$  е ъгълът на вътрешно триене на почвата в обсега на площта  $F_i$ );

$$f = \operatorname{tg} \left( \frac{2}{3} \varphi_i \right) -$$

коефициент на триене.

30. Сумата на отделните площи трябва да бъде равна на общата контактна площ между каменното ребро и почвата. Допуска се при предварителни изчисления да се работи с усреднени показатели на почвата за цялата контактна площ на реброто.

31. Силата  $N_{\text{зад}}$  се добавя към задържащите сили встрани от реброто до необходимата стойност за достигане на зададения коефициент на сигурност. Зоната, която се стабилизира от реброто, се определя по формулата:

$$L = \frac{N_{\text{зад}}}{\Delta N}, \quad (9)$$

където  $\Delta N$  е необходимата добавка към задържащите сили за един линеен метър до получаване на необходимия коефициент на сигурност на свлачището.

## Методи за изчисляване на подпорни стени

1. Изчисляването на анкерирана подпорна стена включва съставяне на уравнение за хоризонталните деформации при главата на анкера, близо до короната на стената. Ако анкерът се приеме за неподдаваем, деформацията му в т. 1 е  $\Delta x_1 = 0$ .

Фиг. № 1

2. Когато пружинната константа на анкера ( $K_{ан}$ ) е крайна величина,

$\Delta x_1 = \frac{N_{ан}}{K_{ан}} \neq 0$  се определя по формулата:

$$K_{ан} = \frac{E_{ан} F_{ан}}{L_{ан}}, \quad (1)$$

където:

$E_{ан}$  е еластичният модул на стоманения анкер;

$F_{ан}$  - площта на напречното сечение на анкера;

$L_{ан}$  - дължината на анкера.

3. Уравнението за деформациите по т. 2 е:

$$\Delta x_1 = x_0 + x_1 - x_2 + x_3, \quad (2)$$

където:

$x_0$  е хоризонталното преместване на фундамента;

$x_1$  - преместването вследствие на завъртане на стената от деформация на основата под действието на момент, което се определя по формулата:

$$x_1 = \psi_0 (l_0 + d), \quad (3)$$

където:

$\psi_0$  е завъртането на стената от момент в rad, което се определя по формулата:

$$\psi_0 \equiv \operatorname{tg}\psi_0 = \frac{\beta \Sigma M_A - A (1 - \nu^2)}{a^2 b E_0}, \quad (4)$$

където:

$E_0$  е деформационният модул на основата;

$\nu$  - коефициент на Поасон за здравия пласт;

$\beta$  - коефициент, който се приема  $\beta \equiv 5$ ;

$x^2$  - деформацията от хоризонталната компонента на анкерната сила, която се определя по формулата:

$$x^2 = \frac{N a l^3}{3 E J_{CT}}, \quad E J_{CT} - \text{коравина на стената} \quad (5)$$

$x^3$  - деформацията от свлачищния натиск; в зависимост от вида на диаграмата се определя по формулите:

$$x^3 = \frac{x^3 E_{CB} h_0}{8 E J_{CT}} \quad \text{за правоъгълна диаграма} \quad (6)$$

$$x^3 = \frac{x^3 E_{CB} h_0}{15 E J_{CT}} \quad \text{за триъгълна диаграма} \quad (7)$$

$$x^3 = \frac{x^3 E_{CB} h_0}{10,4 E J_{CT}} \quad \text{за трапецовидна диаграма} \quad (8)$$

4. Уравнението за деформациите по формула (2) при триъгълна диаграма на земния натиск, от което се определя  $N_{ан}$ , е:

$$N_{ан} = \frac{3}{N_{ан} l^0} \frac{x^3}{E_{CB} h_0}$$

$$\Delta x_1 = \frac{\psi_0 (10 + d)}{K_{ан}} - \frac{\dots}{3E_{ст}} + \frac{\dots}{15E_{ст}} \quad (9)$$

5. Моментът на външните сили ( $\Sigma M_{A-A}$ ) за основната плоскост на фундамента с отчитане на вертикалните компоненти на свлачищния натиск и анкерната сила се определя по формулата:

$$\Sigma M_{A-A} = E_{св} r_E - N_a (10 + d) - Q_i l_i - E_{св} \frac{v}{2} a - V_a \left( \frac{a}{2} - d_0 \right), \quad (10)$$

където  $Q_i$  е собственото тегло на стената, а останалите означения са съгласно фигурата.

6. Напреженията в основната плоскост се определят по формулата на Навие.

Приложение № 7  
към чл. 34, ал. 3

#### Статически изчисления и изчислителни схеми за сондажно-изливни пилоти

1. Изчислителната схема на пилота (фиг. 1 от наредбата) е греда (прът) на винклерова основа, за която:

$$Q_0 = E_{св} \\ M_0 = E_{св} e,$$

където  $e$  е рамото на силата  $E_{св}$  спрямо оста  $x$ .

2. Коефициентът на леглото при хоризонтално натоварване  $C_x$  се приема да се изменя по линеен закон

$$C_x = C_x \Big|_{z=0} + k \cdot z, \quad (1)$$

където:  
 $z = 0$

$C_x = 0$  е стойността му в т. О (границата на двата пласта);

$k$  - коефициентът на пропорционалност;

$z$  - дълбочината под повърхнината на плъзгане (от т. О на фиг. 1 от наредбата).

3. В случай че константата  $C_x$  не е определена пресиометрично, коефициентът  $k$  може да се отчете от НППилФ.

4. Статическото изследване на пилотната система се извършва по схемата "рамка в еластична среда", т.е. с включване съдействието на ростверка, при определен свлачищен натиск, уточнени еластични константи, размери и разстояние между пилотите и ростверка над тях.

5. За предварителни изчисления и при липса на достатъчно геотехнически данни се допуска и опростен метод на изследване на конструкцията от фиг. 1 от наредбата, като:

5.1. моментът  $M_z$  се определя по формулата:

$$M_z \equiv M_0 + h_m Q_0; \quad h_m = \frac{K_m}{\alpha d} \cdot Q_0, \quad (2)$$

където:

$K_m$  е коефициент, който се отчита по табл. 1;

Таблица 1

Деформационен коефициент $\alpha_d$ в $m^{-1}$	Еластични пилоти		Корави пилоти	
	$l \geq 3,5$	$l = 3,0$	$l = 2,5$	$l = 2,0$
0,100	0,75	0,70	0,67 - 0,81	0,55 - 0,94
0,150	0,75	0,70	0,65 - 0,75	0,52 - 0,81
0,200	0,75	0,70	0,65 - 0,71	0,52 - 0,75

$l = \alpha_d h_1$  - приведената дължина на пилота;

$$\alpha_D = \sqrt{\frac{k \cdot D_{\text{прив}}}{E \delta J}} - \text{деформационен коефициент,} \quad (3)$$

където:

$D_{\text{прив}}$  е приведеният диаметър на пилота, който не може да бъде по-голям от осовото разстояние между пилотите; за пилоти с диаметър  $D > 0,80 \text{ m}$   $D_{\text{прив}} = D + 1,0 \text{ m}$ ; за пилоти с диаметър  $D < 0,80 \text{ m}$   $D_{\text{прив}} = 1,5 D + 0,5 \text{ m}$ ;

$E \delta$  - началният модул на еластичност на бетона;

$J$  - инерционният момент на инерционното сечение на пилотното стебло;

$k$  - както във формула (1);

$h_1$  - дълбочината на забиване;

5.2. хоризонталното преместване на пилота  $x_0$  на нивото на т. О и завъртането му  $\psi_0$  [rad] се определят по формулите:

$$\begin{aligned} x_0 &= \delta_{\text{нн}} Q_0 + \delta_{\text{нм}} M_0 \\ \psi_0 &= \delta_{\text{мн}} Q_0 + \delta_{\text{мм}} M_0, \end{aligned} \quad (4)$$

където  $\delta_{\text{нн}}$ ,  $\delta_{\text{нм}}$  и  $\delta_{\text{мм}}$  са виртуалните премествания, определени по формулите:

$$\delta_{\text{нн}} = \frac{A_0}{a^3 d E \delta J}; \quad \delta_{\text{нм}} = \delta_{\text{мн}} = \frac{B_0}{a^2 d E \delta J}; \quad \delta_{\text{мм}} = \frac{C_0}{a d E \delta J} \quad (5)$$

( $A_0$ ,  $B_0$  и  $C_0$  са константни величини по НППилФ.)

6. По схемата за изчисляване на сондажно-изливен пилот, анкерирани (подпряни) в главата (фиг. 1), изчислението се извършва, като:

6.1. ростверкът се приема за корав в хоризонтална посока, а връзката "пилот - ростверк" - за ставна;

Фиг. 1

6.2. отделният пилот се разглежда по следните схеми:

а) като конзола - по време на строителство; в този случай се приема минимална стойност за коефициента на устойчивост (табл. 4 от наредбата), а свлачището - временно затихнало;

б) като греда на две опори - при ограничено навлизане на пилота в здравия пласт;

в) като ставно закрепен в ростверка и еластично запънат долу, в здравия пласт;

6.3. допускат се статически схеми, при които пилотите са запънати в ростверка.

7. При анкериран сондажно-изливен пилот се правят следните проверки:

7.1. за опънните сили в анкера, като осовите усилия, предизвикани от свлачищния натиск, не трябва да превишават проектната му носимоспособност;

7.2. за огъващите моменти в пилотите, като се имат предвид моментите в стеблото и в мястото на еластичното запъване (по време на строителството - само в мястото на запъване);

7.3. за деформациите на пилота на горно ниво здрав пласт (т. А); когато няма конкретни изисквания в проекта, се приемат следните гранични стойности (фиг. 1):

а)  $x_{Гр} \leq 1 \div 1,5 \text{ cm}$  - хоризонтално преместване, ако системата (пилот - ростверк) е част от конструкция на строеж;

б)  $x_{Гр} \leq 5 \div 10 \text{ cm}$  - когато укрепителната система е самостоятелна;

в)  $\psi_{Гр} \leq 4 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$  - завъртане;

7.4. за натискови напрежения върху почвата от пилота.

8. Статическото изследване на анкериран сондажно-изливен пилот се извършва както за анкерирана подпорна стена. Виртуалните премествания  $\delta_{нн}$ ,  $\delta_{нм}$  и  $\delta_{мм}$  се определят по НППилФ и съгласно т. 5.2.

9. За оразмеряване на пилотни конструкции при действието на свлачищен и земен натиск се прилагат решенията за "дълги пилоти", т. е. за пилоти, които навлизат в пластове под повърхнината на плъзгане на дълбочина най-малко  $t$ , определена по формулата:

$$t \geq \frac{4,0}{\alpha_d}, \quad (6)$$

където  $\alpha_d$  е деформационният коефициент, определен по формула (3); могат да се използват решенията по т. 10 - 17.

10. Натоварването на пилотите със свлачищен натиск  $E_{св}$  се определя по една от схемите, показани на фиг. 2.

$$\text{a) } r = 0 \quad \text{б) } r = \frac{1}{5} h \quad \text{в) } r = \frac{1}{3} h$$

Фиг. 2

Схема за определяне натоварването на конзолни пилоти:

1 - първоначално положение на пилота; 2 - деформирано състояние на пилота; 3 - свлачищна сила; 4 - повърхнина на плъзгане; 5 - основен масив

11. В положение "а" на фиг. 2 пилотът се разглежда като условно запънат при повърхнината на плъзгане. Схемата се отнася за случаите, в които векторите на преместванията в повърхнината на свлачището са по-големи в сравнение с векторите на преместванията над нея. При тази схема изчислението е за кръгово-цилиндрична повърхнина на плъзгане.

12. В положение "б" на фиг. 2 пилотът се приема като конзолен и се отнася за вектори на движение на масива, които нарастват от повърхнината на плъзгане нагоре, и почвата от свлачищното тяло е с показател на консистенция, по-висок от 0,50.

13. В положение "в" на фиг. 2 пилотът се приема като конзолен и се отнася за вектори на движение на масива, които нарастват от повърхнината на плъзгане нагоре, и почвата от свлачищното тяло е при показател на консистенция, по-малък от 0,50, както и при консистентни свлачища.

14. В зависимост от избраната изчислителна схема се определят максималните моменти в стеблото на пилота, като за положения "б" и "в" на фиг. 2 се изчислява най-напред  $M_0$  от  $E_{св}$  за сечение при повърхнината на плъзгане:

$$1. \text{ за положение "а" - } M_{\max} = 0,732 \frac{E_{св}}{\alpha d} \quad (7)$$

$$2. \text{ за положение "б" - } M_0 = \frac{1}{5} E_{св} h \quad (8)$$

$$3. \text{ за положение "в" - } M_0 = \frac{1}{3} E_{св} h \quad (9)$$

4. моментите  $M_z$  за дълбочина  $z$ , мерена от повърхнината на плъзгане надолу, се изчисляват по формулата:

$$M_z = \frac{0,9}{\alpha_d} E_{св} \cdot \sin(1,12\alpha_d z) + M_0 \cos(0,87\alpha_d z) \quad (10)$$

15. Пилотите се армират за максималния оразмерителен момент, след което стоманобетонното сечение се проверява и за главни опънни напрежения при действието на силата  $E_{св}$ . При необходимост се увеличава броят на пилотите или се поставят анкери.

16. При анкерирани пилоти (фиг. 3) се определя каква част от силата  $E_{св}$  се поема от анкера и каква част - от забитата част на пилота. Напрегнатото състояние на пилота се определя като при еластично запънат пилот под повърхнината на плъзгане, подпрян неподвижно в мястото на анкера и натоварен със силата  $E_{св}$ . Силата в анкера  $A_{ан}$  се определя по формулата:

$$A_{ан} = \frac{14,64 - \alpha^3_2 + 3\alpha_1\alpha^2_2 + 10,5\alpha_1\alpha_2 + 9,72(\alpha_1 + \alpha_2)}{14,64 + 19,44\alpha_1 + 10,5\alpha^2_1 + 2\alpha^3_1} E_{св}, \quad (11)$$

$$\alpha_1 = \alpha_{да} \text{ и } \alpha_2 = \alpha_{дг},$$

където:

$a$  е разстоянието от главата на анкера до повърхнината на плъзгане;

$г$  - разстоянието от приложената точка на свлачищния натиск  $E_{св}$  до повърхнината на плъзгане.

Фиг. 3

1 - сондажен пилот; 2 - анкер; 3 - повърхнина на плъзгане;  
 $h$  - височина на свлачищното тяло

17. След определяне на силата в анкера  $A_{ан}$  се изчисляват напречната сила на нивото на повърхнината на плъзгане  $Q_0$  и огъващият момент в същото сечение  $M_0$  по формулата:

$$Q_0 = E_{св} - A_{ан}; \quad M_0 = E_{свг} - A_{ана} \quad (12)$$

18. Забитата част на пилота се оразмерява за действието на  $Q_0$  и  $M_0$ .

19. Частта от пилота под повърхнината на плъзгане се армира за максималния огъващ момент, а над повърхнината на плъзгане - за съответните моменти, получени като разрезни усилия от действието на свлачищния натиск и на анкерната сила  $A_{ан}$ , когато има такива.

20. Дебелината на защитното бетонно покритие на надлъжната армировка на пилотите не трябва да е по-малка от  $4 \div 6$  cm, в зависимост от диаметъра на пилота.

21. Процентът на армиране на пилотите не трябва да е по-малък от 0,6 на сто и по-голям от 3 на сто.

22. Анкерите се използват като самостоятелни конструкции или в комбинации с пилоти, подпорни или шлицови стени. Дължините на анкерите се определят от условието за образуване на корен с дължина не по-малка от 4 m в здравите носещи пластове под повърхнината на плъзгане. Необходимо е да се осигури антикорозионната защита на анкера както в корена, така и в свободната част.

23. Анкерите се напрягат със сили, които са от 50 до 60 на сто от изчислителното им натоварване.

24. Опорните конструкции на анкерите могат да бъдат отделни анкерни плочи или непрекъснати конструкции, самостоятелни или свързани с носещите пилоти (ростверк). При непрекъснатите конструкции се правят фуги през разстояние 12 m. Конструкциите се оразмеряват, като се спазва условието за ненадвишаване на изчислителното съпротивление на почвата по НППФ при отчитане на усилията, предизвикани от напрегането на анкерите.

25. В заетръсни райони с  $K_c \geq 0,27$  и при активни свлачища се допуска използването на анкери при осигуряване на  $K_{сиг} = 1,8$ .

Приложение № 8  
към чл. 35, ал. 3

Изчислителни условия и методи за изчисляване на корави  
противосвлачищни конструкции

1. Конзолните корави опори се изчисляват при следните условия:
  - 1.1. отчита се само хоризонталната компонента на свлачищния натиск;
  - 1.2. допуска се отчитане на съдействието и благоприятния ефект на вертикалната компонента на свлачищния натиск при доказване в проекта.
2. Допуска се задържащият земен натиск да бъде най-много равен на активния земен натиск при доказване в проекта.
3. В изчисленията на носещата способност на корав правоъгълен стълб, подложен на хоризонтален свлачищен натиск (фиг. 1), граничната сила ( $N_{гр}$ ), която може да понесе конструкцията при дълбочина на анкериране в здравия пласт ( $h_1$ ), се определя по формулата:

$$N_{гр} = \frac{0,63 \cdot h_1 E_{p1} + N \left( \frac{a_0}{2} - \frac{a_x}{2} \right)}{e + 0,868 \cdot h_1}, \quad (1)$$

където:

$e$  е рамото на свлачищната сила до горен ръб здрав пласт;  
 $E_{p1}$  - пасивното съпротивление на почвата в опорната зона за дълбочина  $z_0 \equiv 0,6 \cdot h_1$ ; определя се по формулата:

$$E_{p1} = K_b \cdot K_h \cdot (E_{p,\varphi} + E_{p,c}), \quad (2)$$

където:

$K_b$  е коефициентът на формата, който се определя по формулата:

$$K_b = 1 + \frac{b_0}{a_0} \sin \varphi \quad (3)$$

$K_h$  - коефициентът за пространствено действие на опората в дълбочина, който се определя по формулите:

$$K_h = 1 + 0,3 \frac{z_0}{b_0} \quad \text{за} \quad \frac{z_0}{b_0} \leq 3,33, \quad K_h = 1,095 \sqrt{\frac{z_0}{b_0}} \quad \text{за} \quad \frac{z_0}{b_0} \geq 3,33 \quad (4)$$

при осово разстояние между опорите  $b_1$  се спазва условието:

$$K_b K_h b_0 \leq b_1 \quad (5)$$

$E_{p,\varphi}$  и  $E_{p,c}$  са пасивните реактивни сили от триене и кохезия при  $\delta = 0^\circ$ , които се определят по формулите:

$$E_{p,\varphi} = \frac{1}{2} \gamma z_0 b_0^2 \text{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma_0 z_0 h_0 b_0 \text{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6)$$

$$E_{p,c} = 2c z_0 b_0 \text{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (7)$$

където:

$h_0 = h_0 - \Delta h_0$ ,  $\Delta h_0$  е възможната дълбочина на ерозия;

$\gamma_0$  и  $\gamma$  са обемните тегла на двата пласта над и под повърхнината на плъзгане;

$\varphi$  и  $c$  - изчислителните якостни характеристики.

4. При  $N = G_1 + G_2$  (общ вертикален товар върху опората в натиснатата зона в основната плоскост)  $a'_x$  от фиг. 1 се определя по формулата:

$$a'_x = \frac{N}{b_0 R_{Гр}}, \quad (8)$$

където  $R_{Гр}$  е граничното съпротивление на почвата в основата на опората, което се отчита по таблиците от НППФ, за дълбочина на фундиране  $h_1 + h'_0$ .

Фиг. 1

5. Действителният коефициент на сигурност на опората по носеща способност трябва да отговаря на условието:

$$N_{Гр}$$

$$K_{\text{сиг}} = \frac{\sigma_{\text{сиг}}}{E_{\text{св,х}}} \geq 1,3, \quad (9)$$

където  $E_{\text{св,х}}$  е хоризонталният свлачищен натиск върху опората (стълба).

6. Шлицовата опора се изчислява за второ гранично състояние при:

6.1. изключване на триенето по дъното и стените, както и на облекчаващ земен натиск зад опората;

6.2. осово разстояние  $b_1 \geq 2b_0$ .

7. Разпределението на диаграмите на реактивния земен натиск върху вкопаната част  $h_1$  на опората (стени и основа съгласно фиг. 2) е, както следва:

7.1. по дъното - триъгълна диаграма, с основа  $a_x \leq a_0$ ;

7.2. по вертикалната стена долу -

$$E_{p,2} = \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot h_1 \cdot b_0 \cdot \sigma_s;$$

7.3. по стената горе -

$$E_{p,1} = \frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot h_1 \cdot b_0 \cdot \sigma_0 \text{ (парабола);}$$

7.4. нулевата точка  $O'$  е на разстояние под повърхността на здравия пласт  $z_0 = 0,6 \cdot h_1$ ;

7.5.  $C_x \equiv (0,6 \div 0,7) C_z$ .

Фиг. 2

8. Основата на диаграмата по дъното ( $a_x$ ) се определя с уравнението:

$$a_x - 3 \left| \frac{a_0}{2} - \frac{(e + h_1 - r_1) E_{\text{св,х}}}{N} \right| a_x - \left( \frac{C_x}{C_z} \right) \frac{h_1}{3,32} = 0, \quad (10)$$

където:

$r_1 = 0,76 \cdot h_1$  е рамото на реакцията ( $E_{p,1}$ ) до дъното на опората;

$N = G_1 + G_2$  - общият вертикален товар;

$e$  - рамото на силата  $E_{св,x}$  до горната повърхност на здравия пласт.

9. Силите и напреженията от реактивния земен натиск се определят по формулата:

$$E_{p,2} = 0,16 \left( \frac{C_x}{C_z} \right) \cdot \frac{h_1^2}{A_x} N \quad (11)$$

9.1. ръбовото хоризонтално напрежение ( $\sigma_s$ ) се определя от реакцията ( $E_{p,2}$ ):

$$\sigma_s = \frac{2E_{p,2}}{0,4h_1b_0} \quad (12)$$

$$E_{p,1} = E_{св} + E_{p,2} \quad (13)$$

9.2. максималното хоризонтално напрежение ( $\sigma_0$ ) при горната повърхност на здравия пласт се определя по формулата:

$$\sigma_0 = \frac{1,5E_{p,1}}{0,6h_1b_0} \quad (14)$$

9.3. максималното ръбово напрежение ( $\sigma_a$ ) в основната плоскост на опората при изключване на опъна се определя по формулата:

$$\sigma_a = \frac{2N}{a_x b_0} \quad (15)$$

10. Наклоняването на коравата опора се определя за редуциран ексцентрицитет на силата N спрямо центъра на тежестта на натисната страна  $a_x \leq a_0$  съгласно НППФ.

11. За ориентировъчни изчисления се допуска да се прилага формулата:

$$\operatorname{tg}\theta_{a0} \approx \frac{3,7 (1 - \nu^2) e_a}{a_x^2 b_0 E_0} N \quad (16)$$

където:

$$e_a = \frac{1}{6} a_x;$$

$\nu$  - коефициент на Поасон.

12. Деформациите на коравата опора (наклоняването  $\operatorname{tg}\theta_a$  и хоризонталните премествания) не трябва да надвишават гранично допустимите.

13. При основно съчетание на натоварванията се приемат следните напрежения на почвата в здравия пласт (фиг. 2):

13.1. за основната плоскост:

$$\sigma_a \leq 1,3R_0, \quad (17)$$

където  $R_0$  е изчислителното натоварване на почвата на здравия пласт за дълбочина  $t = h_0 + h_1$ ; определя се по НППФ;

13.2. за стените на ниво повърхнина на плъзгане:

$$\sigma_0 \leq \gamma_0 h_0 \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (18)$$

Приложение № 9  
към чл. 36, ал. 3

Методи за изчисляване на инжекционни микропилоти

1. Натисковият осов товар, който може да понесе инжекционният микропилот, се определя чрез пробни статични изпитвания.

2. За ориентировъчни изчисления може да се използва формулата:

$$P_{нат} = \frac{1}{K_{сиг}} \pi D_{екв} t_{п} q_s, \quad (1)$$

където:

$q_s$  е околното триене на пилота;

$D_{екв}$  - увеличеният диаметър на сондажа вследствие на инжектирането;  $D_{екв} \geq 1,5 \div 2,0 d_0$ ,

$d_0$  - диаметърът на сондажа;

$t_{п}$  - инжектираната дълбочина на пилота в почвата;

$K_{сиг}$  - коефициент на сигурност ( $K_{сиг} \geq 1,4$ ).

3. Околното триене на микропилота  $q_s$  се отчита по диаграмите на фигурата, когато няма други данни.

4. Определянето на опънната сила на пилота по условието "пилот - почва" може да се извърши по формула (1)

5. Определянето на граничната опънна сила на пилота по условието "якост на материала" е по формулата:

$$P_{оп} = \frac{\sigma_s A_s}{K_{сиг}}, \quad (2)$$

където:

$\sigma_s$  е якостта на стоманата;

$A_s$  - сечението на стоманата;

$K_{сиг}$  - коефициент на сигурност;  $K_{сиг} = 1,6$ .

#### Фиг. № 1

6. Видовете почви съгласно фигурата са:

6.1. меки глини, тини, рохки пясъци (група В по НППФ) - Аbis;

6.2. глинести до тинести пясъци (прахови почви - глини) - А;

6.3. пясъци и чакъли, средносбити до сбити (група Б) - В;

6.4. меки, напукани варовити скали - С;

6.5. твърди глини; (група А) - D.

7. Инжекционният микропилот за напречни сили се изчислява съгласно изискванията на НППилФ за припадащия му се свлачищен натиск.

8. Изчислението по т. 7 може да се извършва и по формулите съгласно приложение № 10. Напречната (задържащата) сила ( $T_c$ ), припадаща се на един пилот, е минималната от трите възможни стойности:  $T_c \leq \min (T_{c1}, T_{c2}, T_{c3})$ , където  $T_{c1}$ ,  $T_{c2}$  и  $T_{c3}$  са съгласно приложение № 10, като вместо  $D_{екв}$  се приема  $D_c$ .

9. Граничният огъващ момент, който може да понесе армираният микропилот, се определя по формулата:

$$M_0 = \frac{1}{K_{сиг}} W_{пл} \sigma_0, \quad (3)$$

където:

$W_{пл}$  е съпротивителният момент на сечението в пластичния стадий;

$\sigma_0$  - границата на провлачане на стоманата;

$K_{сиг} = 1,4$ .

Приложение № 10  
към чл. 39, ал. 3

#### Методика за изчисляване на почвени гвоздеи

1. Методиката се основава на еластично-пластичния стадий и обхваща само първо гранично състояние (носеща способност, устойчивост). Приложима е за анкерна дължина на гвоздеите  $L_a \geq 2l_0$  ("дълги пръти").

2. В методиката са ползвани следните означения:

$q_s$  - около триене "почва-гвоздеи";

$D_c$  - диаметър на сондажа;

$L_a$  - анкерна дължина;

$L_p$  - дължина между кривата на плъзгане и покритието на откоса;

$l_0$  - приведена дължина на гвоздея (пръта), разгледан като греда във винклерова основа:

$$l_0 = 4 \sqrt{\frac{M_0}{D_c C_z}}, \quad (1)$$

където:

$EJ$  - огъвателната коравина на пръта (само на стоманеното сечение);

$C_x$  - винклеровата еластична константа на почвата;

$R_{гр}$  - граничното натоварване на почвата на съответната дълбочина съгласно изискванията на НППФ;

$T_N$  - осовото усилие в пръта;

$T_c$  - напречното усилие (срязването) в пръта в т. М съгласно фиг. 4 от наредбата;

$R_{п}$  - граничното опънно усилие на пръта;

$R_c$  - граничното напречно усилие на пръта;

$M_a$  - граничният огъващ момент, който може да понесе пръта в т. А съгласно фиг. 4 от наредбата;  $M_a = M_0$ .

3. Граничните усилия, които може да понесе почвеният гвоздей, са дадени със следните критерии:

3.1. Критерий 1 - осовото усилие в гвоздеа се ограничава от условието:

$$T_{п} \leq q_{s.п.} D_c L, \quad (2)$$

където  $L = L_a$ , ако гвоздеят е фиксиран за покритието; в противен случай  $L$  е по-малката дължина от  $L_a$  и  $L_p$ .

3.2. Критерий 2 - най-напред се приема смачкване (пластифициране) на здравата почва в най-натоварения ѝ ръб - пресечна точка на гвоздеа с кривата на плъзгане (т. М на фиг. 4 от наредбата). Напречното усилие в гвоздеа се ограничава до:

$$T_c \leq T_{c,1} = 0,5 D_c l_0 R_{гр} \quad (3)$$

3.3. Критерий 3 - достигнато е граничното огъващо усилие в гвоздеа (пластифицирането му в т. А на фиг. 4 от наредбата) преди смачкването на почвата в т. М на фиг. 4 от наредбата. Граничното напречно усилие е:

$$T_c \leq T_{c,2} = 1,62 \cdot \frac{M_0}{l_0} \left| 1 - \left( \frac{T_N}{R_H} \right)^2 \right| + 0,24 \cdot R_{гр} \cdot D_c \cdot l_0 \quad (4)$$

3.4. Критерий 4 - пластифицирането на гвоздеа от комбинираното усилие  $T_{\Pi}$  и  $T_c$  е съгласно израза:

$$\left(\frac{T_{\Pi}}{R_{\Pi}}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1,0 \quad (5)$$

Нормално се приема

$$R_c = \frac{R_{\Pi}}{2}$$

и оттук критерият  $T_{c,3}$  съгласно фигурата.

4. За определяне на граничното векторно усилие във всеки гвоздей  $\rightarrow T$  се използват правилата за максимална работа -  $A_{\max} = \rightarrow T \cdot \rightarrow \delta$ . За целта се прави следният анализ:

4.1. Обвивната крива на критериите по т. 3 -  $T_{c,1}$ ;  $T_{c,2}$ ;  $T_{c,3}$  се начертава в подходящ мащаб (позиция "а" на фигурата) така, че от тях да се получи съответната комбинирана крива на мултикритерия (плътната крива). В позиция "б" на фигурата е дадена схемата на преместване на гвоздеа: вектор  $\rightarrow \delta$  с наклон към тангентата към изследваната повърхнина на плъзгане  $\theta$  ( $\delta_{\Pi}$  е осовото преместване,  $\delta_c$  - напречното преместване).

4.2. При условията на т. 4.1 търсената т. Р (респ. усилието  $\rightarrow T$ ) се определя по следния начин: правата се нанася от началото на координатната система на мултикритерия с ъгъл  $\theta$  спрямо хоризонта. Търси се съответната тангента към обвивната крива, която пресича горната права под ъгъл  $90^\circ$ , намира се търсената т. Р и съответно  $\rightarrow T$ . Задачата се решава с опитване.

Фиг. № 1

а)

б)

в)

5. Определянето на усилията в гвоздеа съгласно правилата за максимална работа включва следните етапи:

5.1. Обвивна крива на мултикритерия.

5.2. Вектор на преместване на гвоздеа  $\rightarrow \delta$  спрямо началното му положение.

5.3. Усилието  $\rightarrow T$  и разлагането му в пресечната т. М на гвоздеа с повърхнината на плъзгане;  $\Delta N$  е нормалното усилие (натиск);  $\Delta T$  - реактивната тангенциална сила.

5.4. При тази методика за изчисление почвеният гвоздей се счита пластифициран в т. М (огъващият момент в тази точка  $M_{0r} = 0$ ).

5.5. Не се препоръчва ръчно изчисление по фигурата.

6. Устойчивостта на стабилизирания с почвени гвоздеи склон може да се определи по общите методи в наредбата, но като се вземат предвид във всяка точка (гвоздей) задържащите усилия или допълнителните напрежения, предизвикани от гвоздеите (позиция "в" на фигурата). Допълнителните усилия са:

$\Delta N$  - нормално усилие, което създава допълнителни натискови напрежения  $\Delta \sigma$  и съответно допълнително триене  $\Delta \sigma \tan \varphi$ ;

$\Delta T$  - тангенциална (реактивна) сила, респ. реактивно тангенциално напрежение  $\Delta \tau$ .

7. Коефициентът на устойчивост може да се определя по формулата:

$$K_{уст} = \frac{\int_s (\tau_{\max, \text{ почва}} + \Delta \sigma \tan \varphi) ds}{\int_s (\tau - \Delta \tau) ds}, \quad (6)$$

където  $s$  е дължината на повърхнината на плъзгане; определен е двойният ефект на почвените гвоздеи.