

БДС EN 1997-1-1 - [1]: Геотехническо проектиране - Основни правила

1. Допълнителни указания – 1. ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА СЛЯГАНИЯТА НА ЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМ „ПЛАСТ С ОГРАНИЧЕНА ДЕБЕЛИНА“.

1.1. Определяне на сляганията

1.1.1. Схемата за определяне на сляганията на фундаментите по метода „пласт с ограничена дебелина“ се прилага при почви, които имат деформационни модули над **10 МПа** и ширина на основната плоскост „**b**“ над **10 m**. Методът се прилага и когато в границите на определената активна мощност на слягане, определена съгласно формула **1.1** има здрав пласт с деформационен модул по-голям или равен на **1000 МПа**. В тези случаи се приема, че активната мощност на слягане е до нивото на здравия пласт.

1.1.2. При изпълнение на изискванията по 1.1.1, активната мощност на слягане – H_a се определя по формулата:

$$H_a = (H_0 + \alpha \cdot b) \cdot \kappa_p, \quad (1.1)$$

където:

H_0 е коефициент, който се приема: за свързани почви – **9,0**, а за несвързани почви – **6,0**;

α е коефициент, който се приема: за свързани почви – **0,15**, а за несвързани почви – **0,10**;

κ_p е коефициент, който се приема **0,8** при натоварване на почвата в основната плоскост на фундамента от **100 кПа** и **1,2** при натоварване на почвата в основната плоскост на фундамента **500 кПа**. За междинни стойности на натоварването, се прави линейна интерполация.

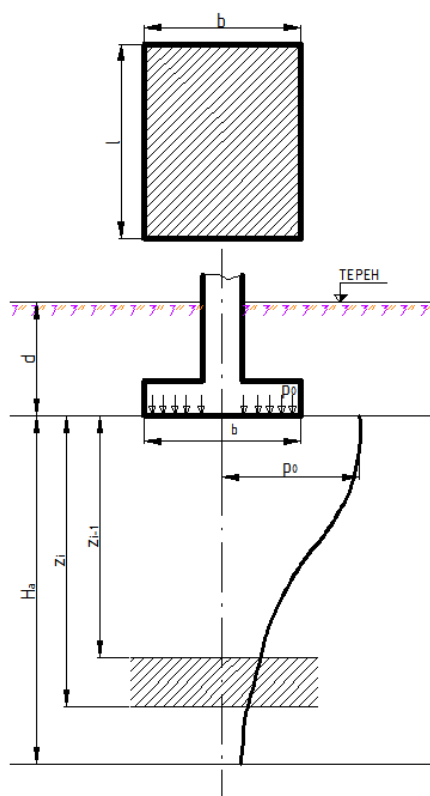
1.1.3. Слягането на фундамента се определя по формулата:

$$S = \frac{p_0 \beta b}{2} \sum_{i=1}^N \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (1.2)$$

където:

p_0 е средната стойност на натоварването на почвата в основната плоскост на фундамента. В случая, от тази стойност не се вади геоложкия товар до котата на фундиране, β е коефициент, равен на **0,8**, b ширина на фундамента, E_i е деформационния модул на почвата в i – тия пласт в зоната на активната мощност на слягане, k_i и k_{i-1} са коефициенти, които се отчитат от таблица 1.1. в зависимост от отношението на относителната дълбочина $\xi = 2z/b$ на долната и горна повърхност на i – тия пласт в зоната на активната мощност на слягане и формата на фундамента – l/b , ивица, или кръг – фигура 1.1.;

При прослойки с различни деформационни модули в рамките на активната мощност на слягане, се прави сумиране на сляганията по пластове (метода на плослойното сумиране).



Фигура 1.1.

Таблица 1.1.–
Стойности на k_i

$\xi = 2z/b$	Кръгли	Правоъгълни с отношение на страните $\eta = l/b$, равни					Ивични при $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,4	0,39	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
0,8	0,73	0,75	0,76	0,77	0,77	0,77	0,77
1,2	0,99	1,03	1,07	1,08	1,09	1,10	1,10
1,6	1,18	1,24	1,31	1,34	1,36	1,37	1,38
2,0	1,31	1,40	1,50	1,55	1,58	1,60	1,60
2,4	1,41	1,51	1,65	1,72	1,77	1,80	1,82
2,8	1,49	1,61	1,76	1,85	1,92	1,96	2,00
3,2	1,55	1,68	1,86	1,96	2,05	2,11	2,16
4,0	1,63	1,78	2,00	2,13	2,25	2,33	2,42
4,8	1,69	1,86	2,09	2,25	2,40	2,51	2,65
5,6	1,74	1,91	2,17	2,34	2,51	2,65	2,83
6,4	1,77	1,95	2,22	2,41	2,60	2,75	3,00
7,2	1,79	1,98	2,27	2,47	2,67	2,84	3,14
8,0	1,81	2,01	2,30	2,51	2,73	2,92	3,26
8,8	1,82	2,03	2,33	2,55	2,78	2,98	3,37
9,6	1,83	2,05	2,36	2,58	2,82	3,03	3,47
12,0	1,84	2,09	2,41	2,65	2,91	3,15	3,75

Забележки:

1. При наличие на различни почвени пластове в основата – свързани и несвързани, активната зона на слягане се определя като среднотежестна величина;
2. При еднородна основа с определен постоянен деформационен модул, слягането се определя, като за еднороден пласт и се приема $z_i = H_a$, а $z_{i-1} = 0$.

1.2. Наклоняване на фундаментите

1.2.1. Наклоняването (завъртането) на правоъгълни, нецентрично натоварени фундаменти, чиято основната плоскост е изцяло натисната, се определя по формулите:

$$\operatorname{tg} \theta_a = \frac{1 - \nu_{cp}^2}{E_{0,cp}} k_a \frac{M_a}{(a/2)^3}, \quad (1.3)$$

$$\operatorname{tg} \theta_b = \frac{1 - \nu_{cp}^2}{E_{0,cp}} k_b \frac{M_b}{(b/2)^3}, \quad (1.4)$$

където:

ν_{cp} и $E_{0,cp}$ са осреднените стойности на коефициента на *Пواسон* и модула на обща деформация на почвените пластовете в активната зона на слягане;

k_a и k_b - коефициенти, които се приемат по таблици 1.2 и 1.3 в зависимост от $n=a/b$ и от относителната дълбочина на активната зона $m_a = 2H_a/b$;

M_a и M_b - моментите, действащи по направление на страните на основната плоскост на фундаментите.

Таблица 1.2.
Стойности на k_a

n=a/b	Коефициент k_a при $m_a=2H_a/b$:							
	0,5	1,0	1,5	2	3	4	5	∞
1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
3	0,33	0,56	0,73	0,83	0,94	1,01	1,04	1,17
5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00

Таблица 1.3.
Стойности на k_b

$n=a/b$	Коефициент k_a при $m_a=2H_a/b$:							
	0,5	1,0	1,5	2	3	4	5	∞
1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
3	0,33	0,56	0,73	0,83	0,94	1,01	1,04	1,17
5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00

1.2.2. Наклоняването на кръгли, нецентрично натоварени фундаменти се определя по формулата:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{1 - \nu_{cp}^2}{E_{0,cp}} k \frac{M}{(d/2)^3}, \quad (1.5)$$

където:

ν_{cp} и $E_{0,cp}$ са както във формули 1.3 и 1.4;

k е коефициент, които се приемат по таблица 1.4 в зависимост от относителната дълбочина на активната зона $m_a = 2H_a/b$;

M - момент, действащ в основната плоскост на фундамента.

Таблица 1.4.
Стойности на k

$m_a = 2H_a/d$	0,25	0,50	1	2	> 2
Коефициент k	0,26	0,43	0,63	0,74	0,75

1.2.3. Наклоняване на фундаменти или сгради и съоръжения като цяло се получава при фундиране в наклонени терени или в нееднородна земна основа (наличие в активната зона на лещи, прослойки и пластове с изменяща се дебелина, наклонена скална повърхност и др.). В такива случаи наклоняването се определя, като сляганията на срещуположните ръбове на фундамента или сградата (съоръжението) се изчисляват с разликите в сляганията на срещуположните точки.

1.3. Приблизителни стойности на преместванията

1.3.1. Преместванията на фундаментите могат да се определят приблизително за предварителни преценки и проекти, но само в случаите, когато дълбочината на фундиране и широчината на фундамента са не по-големи от **5 m**. Приблизението

идва от ориентировъчната стойност за дълбочината на активната зона на деформациите, която се приема по таблица 1.1.

1.3.2. Слягането (вертикалното преместване) на центрично натоварени фундаменти се изчислява по формулата:

$$s = \beta b p \frac{k}{E_{0,cp}} p, \quad (1.6)$$

където:

$\beta = 0,8$, $b(d)$ и p са както във формула 1.2;

$E_{0,cp}$ е средната стойност на деформационния модул, определен като среднотежестен за активната зона на слягане – H_a ;

k - коефициент, които се приемат по таблица 1.1. и се приема в зависимост от формата на основната плоскост и относителната дълбочина на активната зона $m_a = 2H_a/b$ или $m_a = 2H_a/d$;

1.3.3. За определяне на наклоняването на нецентрично натоварени кръгли и правоъгълни фундаменти (по посока на страната a) се използват формули 1.3, 1.4 и 1.5, като активната зона се приема с дебелина $H_a = b \equiv d$.

1.3.4. За определяне на наклоняването по късата страна, се използва формула 1.4, като дълбочината на активната зона се определя по таблица 1.5.

Таблица 1.5.
Стойности на H_a/d или H_a/b

Форма на основната плоскост на фундамента		H_a/d или H_a/b
Кръг, квадрат		2,0
Правоъгълник при $n = a/b$	1-3	2,0-1,4
	3-5	2,4-1,8
	> 5	2,8-3,0
Ивица (при $n > 10$)		3,0

2. Допълнителни указания – 2. ФУНДИРАНЕ В ОСОБЕНИ ПОЧВИ

Особени почви са пропадъчните, набъбващите и засолените почви, които имат специфични реакции при натоварване и деформации, отлични от поведението на номенклатурно дефинирани разновидности, като несвързаните и свързани почви. Към особените почви могат да се причислят и насипните почви, които също имат същото аналогично нестандартно поведение на деформации при натоварване и изменение на водното им съдържание.

2.1. Пропадъчни са почвите с еоличен произход, които при натоварване от геоложки товар и/или натоварване от съоръжения, без изменение на натоварването дават допълнителни слягания (пропадания) само при повишение на водното им съдържание. За определяне на допълнителното слягане (пропадане) се въвежда понятието „*обем на макропорите* - n_{mp} “, или равнозначен „*коэффициент на относително пропадане* – δ_{ip} “, който се определя по формулата:

$$n_{mp} = \frac{h_p - h_p'}{h_p}, \quad (2.1)$$

където:

h_p е височината на пробното тяло (от ненарушена проба) при вертикален товар p преди намокрянето при естествено водно съдържание;

h_p' е височината на същото пробно тяло след водонасищане. Методите на изпитване са съгласно БДС EN 1997-1; EN 1997-2; EN ISO 14 688; EN ISO 14 689.

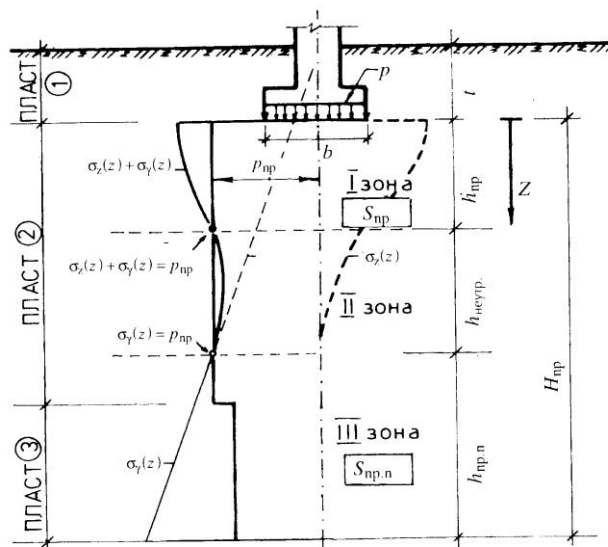
2.2. При проектиране на фундирането на сгради и съоръжения в пропадъчни (лъсови) почви трябва да се отчита и способността им в напрегнато състояние, възникващо от външни товари и/или от собствено тегло, допълнително да слягат (пропадат) при намокряне. Деформациите от пропадане се отчитат, когато обемът на макропорите при резултантно натоварване от геоложки и полезен товар p е $n_{mp} > 1\%$.

2.3. Според пропадъчността само от собственото тегло на почвата земната основа се разделя на два типа:

- ***I тип*** - когато пропадането от собствено тегло не превишава **5 cm**;
- ***II тип*** - когато пропадането от собствено тегло е по-голямо от **5 cm**.

2.4. Деформациите от пропадане се подразделят на участъци, както следва – фигура 2.1.

2.4.1. пропадане от външни товари - s_{np} , развиващо се в **зона I** на пропадане с дълбочина h_{np} , равна на дълбочината z под основната плоскост на фундамента, при която:



Фигура 2.1. Схема на деформациите и зоните на пропадане

$$\sigma_z(z) + \sigma_\gamma(z) = p_{np}, \quad (2.2)$$

където:

$\sigma_z(z)$ и $\sigma_\gamma(z)$ са напрежения в почвата от натоварването на фундамента сумирани със собственото тегло на почвата;

p_{np} е началният товар на пропадане на почвата (минималният товар, при надвишаване на който почвата пропада при пълно водонасищане);

2.4.2. Пропадане от собствено тегло на почвата, извършващо се от дълбочината, на която $\sigma_\gamma(z) = p_{np}$ - до долната граница на пропадъчния почвен масив или до нивото на почвените води (зона III);

между зони I и III може да е налице неутрална зона II.

2.5. При проектирането трябва да се отчитат възможностите за повишаване на водното съдържание на почвите вследствие на:

- местно (частично) заливане на земната основа от аварийни, битови или повърхностни води, което предизвиква пропадане на ограничена площ;
- интензивно заливане на земната основа на площ със значителни размери, което обхваща цялата пропадъчна мощност;
- повишаване нивото на почвените води;
- бавно повишаване на водното съдържание на пропадъчните пластове, предизвикано от нарушаване на естествените хидрогеоложки условия.

2.6. При земна основа от:

2.6.1. *I mun* по пропадъчност се определя само пропадането s_{np} от съвместното действие на товара на фундамента и собственото тегло на почвата в обхвата на пропадъчната зона h_{np} .

2.6.2. При земна основа от *II mun* трябва да се определят:

- максималната стойност на пропадането s_{np} , която настъпва при пълно водонасищане на цялата пропадъчна зона h_{np} , вследствие на интензивно заливане на площ с широчина, не по-малка от h_{np} , или при повишаване на нивото на подземните води. Това определение се прави, когато са налице или има вероятност от водонасищане на почвата в определените зони;
- възможното пропадане, което настъпва при локално намокряне на площ с широчина, по-малка от мощността на пропадъчната зона.

2.7. Пропадането на земната основа, разликата в пропаданията и наклоняването на отделните фундаменти се изчисляват, като се отчита локалното неравномерно намокряне на пропадъчната почва вследствие на разпространението на водата в страни от източника на намокрянето съгласно т.8.2. на Приложение 2.

2.8. При проверката за условията за допустими премествания на фундаментите, слягането се изчислява като сума от слягането s и от пропадането s_{np} на земната основа.

2.9. В случаите, когато е:

2.9.1. възможно наводняване на пропадъчната почва по причините, указани в 2.5., трябва да се предвидят мероприятия, които изключват влиянието на възможното пропадане върху експлоатационната годност на сградите и съоръженията.

2.9.2. Мероприятията по 2.9. се подразделят, както следва:

- отстраняване на пропадъчните свойства на почвите посредством уплътняване или заздравяване: повърхностно уплътняване, полагане на уплътнени на пластове почвени или цименто-почвени подложки; импулсно уплътняване, силикатизация, смолизация, циментация, термична обработка и др.;
- предпазване на земната основа от заливане: правилно разположение на обектите; направа на водоуплътни екрани под сградите; полагане на тръбопроводите в корита и кожуси; осигуряване на контрол за откриване на течове, охранителни канавки около изкопите и др.;
- прилагане на конструкции, нечувствителни към неравномерни слягания; увеличаване на коравината на подземната част на сградата (съоръжението); увеличаване дълбочината на фундиране; преминаване на пропадъчния пласт с дълбоко фундиране и др.

2.10. За отстраняване или намаляване на пропадъчните свойства на почвата от земната основа се предвижда:

- в границите на пропадъчната зона или на част от нея: уплътняване с тежки трамбовки, направа на почвени подложки и др.;
- в границите на цялата мощност на пропадъчния пласт: дълбочинно уплътняване с почвени пилоти, предварително заливане, импулсно уплътняване или други видове заздравяване.

2.11. При земна основа от *I mun* по пропадъчност, при уплътняването с тежки трамбовки или импулсно уплътняване се изисква (обикновено) отстраняване пропадъчността на почвите в границите на зоната на пропадане или в част от нея, а при земна основа от *II mun* - и създаване на екран под цялата сграда или съоръжение.

2.12. Уплътняването с тежки трамбовки, респективно – импулсно уплътняване се прилага при почви със степен на водонасищане $S_r < 0,7$ и плътност, не по-голяма от $1,6 \text{ g/cm}^3$.

2.13. Почвени подложки (екрани) от уплътнена насипна, местна почва (лъос и др.) се проектират с цел замяна на част от пропадъчната почва, когато:

- почвите са със степен на водонасищане $S_r > 0,7$;
- е необходимо повишаване на плътността и якостта в горната част от пропадъчния масив;
- липсват тежки трамбовки или приложението им представлява опасност за близко разположени съседни сгради и съоръжения.

2.14. Обемната плътност на скелета на почвата, в границите на уплътнения в естествено състояние пласт или на почвените подложки от местна почва, трябва да бъде не по-малка от плътността, при която се изключва пропадането на почвата. Средната обемна плътност на скелета за всеки пласт трябва да бъде $\rho_{ds\text{cp}} \geq \rho_{ds}$, където ρ_{ds} е стандартната плътност, определена лабораторно по стандартни методи. Не по-малко от 90% от резултатите на контролните проби трябва да бъдат по-високи от $0,98 \rho_{ds}$.

2.15. При невъзможност за изграждане на подложки от уплътнена с тежки трамбовки естествена почва или от уплътнена насипна лъосова почва, може да се изпълни:

- Циментолъосова подложка;
- При проектирането на циментолъосова подложка се уточняват количеството и марката на цимента в зависимост от проектните изисквания, оптималното водно съдържание и съответната стандартна плътност, дебелината на подложката, технологията за изпълнение и др.

2.16. Водозащитни мероприятия се прилагат при необходимост, но са задължителни при:

- Почви (лъос) от *II mun* по пропадъчност;
- Сградите и съоръженията с мокри технологични процеси трябва да се разполагат в най-ниските части на терена или на места с осигурено оттичане на повърхностните води така, че те да не влияят на съседни сгради или съоръжения;
- Обратните насипи трябва да се изпълняват от недрениращи почви (лъос, глинесто-песъчлива почва), с уплътняване на пластове. Тротоарите да са водоплътни, с наклон навън от сградите най-малко 3%. След обосновка, насипите могат да се изпълнят и от уплътнени почви с добавка на цимент;
- Вътрешните тръбопроводи в сутерените да се предвиждат открити (окачени). Когато това е невъзможно, те се изпълняват под пода на сутерена във водоплътни кожуси или корита;
- При възможност за своевременно откриване на дефекти в канализацията и водопроводите се предвижда монтиране на сигнална инсталация.

2.17. Преминаването през попадъчните пластове (или през част от тях) се осъществява чрез:

- пилотно фундиране със забивни, сондажно-изливни, почвени или други видове пилоти;
- дълбоко заложени фундаменти (шлицови стени, дълбоки опори) и др.;
- прилагане на специални типове фундаменти.

2.18. За осигуряване на общата устойчивост и експлоатационната годност на сградите и съоръженията се предвиждат конструктивни мерки съгласно 2.9. на настоящото приложение.

2.19. Началните натоварвания на земната основа, изградена от пропадъчни почви се определят съгласно 8.1. Приложение 1.

2.20. Определяне на пропадането на земната основа, съставена от пропадъчни почве се определя съгласно 8.1. Приложение 2.

3. Допълнителни указания – 3. ФУНДИРАНЕ В НАСИПНИ ПОЧВИ

3.1. При проектиране на фундиране в насипни почви, класифицирани в таблица П.8.1-6. трябва да се вземат предвид техните особености: недоуплътненост, нееднороден състав, неравномерна слегаемост, наличие на примеси и др.

3.2. При инженерно - геоложките проучвания в насипни почви особено внимание трябва да се обърне на деформационните свойства, състава, еднородността и времето за самоуплътняване (отлежаване) на насипа, както и възможността за допълнително овлажняване.

3.3. Земната основа, съставена от насипни почви, се изчислява за деформации независимо от метода за проектиране на фундирането, а в случаите, когато преместванията на фундаментите са до **50 %** от допустимите и обща устойчивост на земната основа с R_c по-малко от 2. В тези случаи се изисква и повторна проверка на деформационна земната основа и при необходимост се прилага някои от мероприятията за намаляване на сляганията, посочени в 3.4. При вероятност от увеличение на водното съдържание на насипните почви се прави проверка при водонаситено състояние на насипите.

3.4. В случаи на неудовлетворяване условията за граничните състояния от **I** и/или **II група**, се предвиждат:

- доуплътняване на насипната основа;
- направа на уплътнени пясъчни, чакълести или почвени подложки в замяна на неподходящата насипна почва;
- намаляване на чувствителността на конструкцията към повишени неравномерни деформации на земната основа;
- преминаване на насипните почви с дълбоко заложи или пилотни фундаменти;
- изпълнение на водозащитни мероприятия.

3.5. Класификацията на насипните почви е дадена в таблица 3.1.

Таблица 3.1.
Видове, характеристики и
класификацията на насипните почви

Критерии	Видове и характеристики
1	2
1. По начин на полагане:	Насипани в естествено състояние с автомобилен или железопътен транспорт, скрепери, булдозери и др., без уплътняване. Намиви, изпълнени с помощта на хидромеханизация.
2. По еднородност на състава и структурата:	Планомерно изпълнени насипи (обратни засипки) и подложки (възглавници), притежаващи практически еднороден състав, структура и равномерна слегаемост. Депа на почви и промишлени отпадъци, характерни с практически еднороден състав и структура, но имащи участъци с неравномерна плътност и слегаемост. Депа на строителни почви и битови отпадъци, характерни с нееднороден състав и структура, неравномерна плътност и слегаемост, както и със съдържание на органични примеси.

1	2
3. По вид на изходния материал, представляващ основна част от насипа:	Естествени почви (едрозърнести, песъчливи и глинести). Почви с изкуствен произход (промишлени отпадъци - шлаки, пепели, сгурии, хвост и др.). Твърди битови отпадъци.
4. По степен на самоуплътняване от собствено тегло:	Слегнали се, при които процесът на уплътнение от собствено тегло е завършил. Неслегнали се, при които процесът на уплътнение от собствено тегло продължава.

3.6. При подложки от насипни почви, които се полагат на пластове, в проекта се уточнява дебелината на пластове, технологията за уплътняване, необходимата плътност на насипа и неговите якостни и деформационни свойства.

3.7. Допуска се степента на уплътняване на насипи от свързани почви да се оценява чрез коефициента на уплътняване $k_{упл} = \rho_d / \rho_{ds}$ съгласно таблица 3.2., където ρ_d е обемната плътност на скелета на уплътнения насип на място, а ρ_{ds} - стандартната плътност, определена лабораторно или на място с пробен участък.

Таблица 3.2.
Коефициент на уплътняване $k_{упл}$

Вид и предназначение на насипа	Коефициент на уплътняване $k_{упл}$
1. Насипи за подложки под фунда-менти на сгради и съоръжения, под технологично оборудване и тежко натоварени подове:	1,00 - 1,40
2. Насипи за вътрешнозаводски пътища, настилки, тротоари и засипки на фундаменти на сгради и съоръжения:	0,97 - 1,00
3. Насипи без натоварване (пълнежни, благоустройствени и пр.):	0,94 - 0,97

3.8. Началните натоварвания на насипните почви в зависимост от тяхното състояние са дадени в табл. П.8.1-6.

4. Допълнителни указания – 4. ПЛОСКО ФУНДИРАНЕ В НАБЪБВАЩИ ПОЧВИ

4.1. Набъбващите почви са глинести почви (най-често органични или от плиоценски произход), които:

- при намокряне увеличават обема си, като относителното им набъбване при условия на свободно набъбване е $\delta_n > 2\%$, или напрежението на набъбване σ_n е по-голямо от сумарното почвено напрежение от външни натоварвания и геоложки товар.
- се характеризират с размер на набъбване s_n , с напрежения на набъбването при определена стойност на деформациите $-\sigma_n$, водно съдържание при набъбване w_n и относително свиване при изсушаване – $\delta_{изс}$.
- с увеличение на обема може да настъпи и в обикновени глинести почви, ако се заливат с химически отпадъци на технологични производства, предизвикващи набъбване на почвата.

Забележка:

При проектиране на фундаменти върху шлаки трябва да се има предвид, че при заливането на някои от тях може да се предизвика набъбване (например, при шлаки от електротопилно производство).

4.2. Върху стойността на относителното набъбване (δ_n) и относително свиване ($\delta_{св}$) оказват влияние съдържанието на глинеста фракция, минералния състав, геоложката възраст, нарушеността на структурата, изменението на водното съдържание, наличието на органични вещества, карбонатното съдържание, външното натоварване и др.

4.3. При фундирането в набъбващи почви, сградите и съоръженията се изследват и за допълнителна деформация от набъбване и свиване на почвите - чрез стойностите на δ_n и $\delta_{св}$.

4.4. Повдигането на фундаментите вследствие набъбване на почвите при намокряне на земната основа - s_n се изчислява по формулата:

$$s_n = \sum_{i=1}^n \delta_{ni} h_i m, \quad (4.1)$$

където:

δ_{ni} е относителното набъбване на почвата от i -тия пласт вследствие намокрянето ѝ;

h_i е дебелината на i -тия пласт, която се приема както е дадено в 8.1. Приложение 3;

m е коефициент за условие на работа, който се приема от 0,8 до 0,6 при сумарно напрежение в средата на i -тия пласт, съответно от 0,05 до 0,30 МПа;

n е броят на пластове, на които е разделена зоната на набъбване.

4.5. Деформацията на земната основа вследствие свиване на почвите $s_{св}$ се изчислява аналогично на деформацията от набъбване по (форм. 4.1), като коефициентът за условие на работа е $m = 1,3$. Изчисленото слягане от свиване се сумира със слягането от външно натоварване при проверката за условието на допустимо слягане на фундамента.

4.6. Когато изчислените деформации с добавяне на ефекта от набъбване или свиване на почвата, са по-големи от гранично - допустимите се предвиждат водозащитни и/или конструктивни мероприятия аналогични на тези при пропадъчните почви.

4.7. Водозащитните мерки трябва да предпазват земната основа от намокряне или изсъхване или да ограничават тяхното действие.

4.7.1. Конструктивните мерки трябва да премахват или да ограничават влиянието на набъбването и свиването върху конструкцията на сградите и съоръженията. В проекта се предвиждат и:

- изпълнение на компенсиращи пясъчни подложки;
- изпълнение на специален водоплътен вертикален екран (при сгради без избени помещения);
- пълна или частична замяна на пласта набъбваща почва;
- пълно или частично преминаване с фундаментите през пластовете набъбващи почви;
- пилотно фундиране.

4.8. Компенсиращите пясъчни подложки се изпълняват в горната част на набъбващия пласт, с което се намалява активната зона на набъбване.

- Напрежението в почвата под фундамента не трябва да бъде по-малко от **$0,1 \text{ MPa}$** ;
- Обемната плътност на скелета на пясъчната компенсираща подложка не трябва да бъде по-малка от **$1,65 \text{ g/cm}^3$** .

5. Допълнителни указания – 5. ПЛОСКО ФУНДИРАНЕ В ЗАСОЛЕНИ ПОЧВИ

5.1. Засолените глинести почви с ниско водно съдържание имат висока якост и малка деформируемост, но при намокряне якостните, деформационните и филтрационните им свойства се влошават прогресивно. При уплътняване на засолени почви строителните им качества се подобряват.

5.2. Фундирането в земна основа, състояща се от засолени почви, се проектира с отчитане и на специфичните им особености:

- суфозионно слягане при продължително намокряне с филтрация на вода;
- изменение на физико-механичните им свойства в процеса на разтваряне и изнасяне на солите;
- набъбване на засолени глинени при намокряне;
- агресивно въздействие върху фундаментите (*солева корозия*).

5.3. Слягането от суфозия се изчислява чрез:

- послойно сумиране, показано в 8.4. Приложение 4, като относителното суфозионно слягане δ_{ci} се определя чрез полеви или лабораторни изпитвания;
- Времетраенето на изпитването за определяне на δ_{ci} при по-голямо засоляване трябва да бъде най-малко три месеца.

5.4. Пълната стойност на деформациите на земна основа от засолени почви се определя чрез сумиране на деформациите от: уплътняване на почвата, суфозионно слягане, пропадане и свиване.

5.5. При фундирането на сгради и съоръжения в засолени почви трябва да се вземат предвид и следните възможности:

- изпълнение на пясъчни възглавници - при водонаситени засолени почви с голяма дебелина на пласта;
- преминаване на засолените почви с пилоти;
- предпазване срещу солева корозия чрез защитни покрития на подземните части на сградите и съоръженията и/или чрез използване на специални бетони.

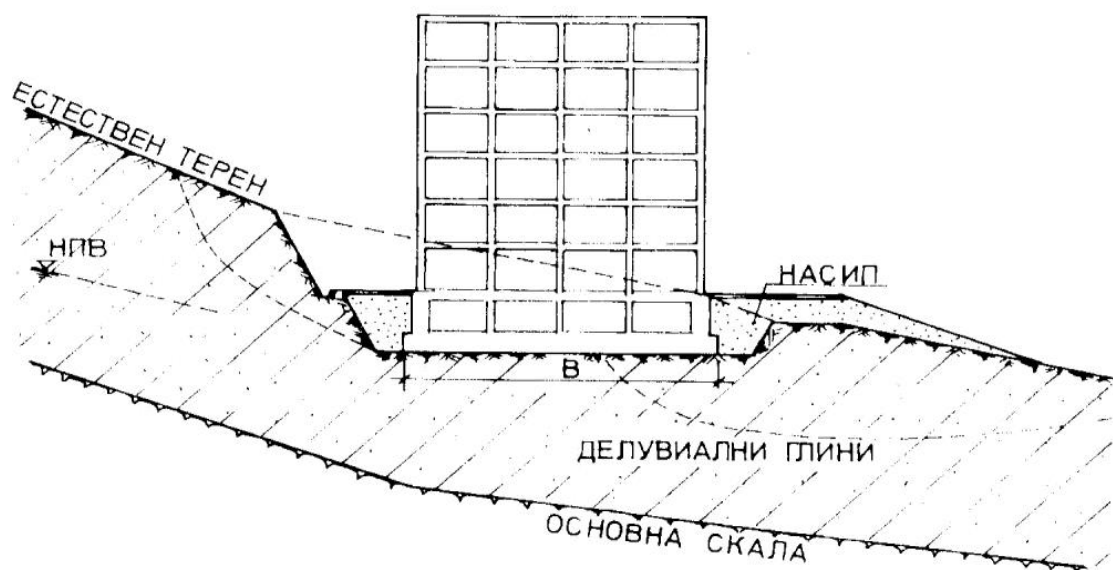
6. Допълнителни указания – 6. ОСОБЕНОСТИ ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ НА ПЛОСКО ФУНДИРАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ В НАКЛОНЕНИ ТЕРЕНИ.

Забележка: Номерата на формулите, таблиците и фигурите са към приложението.

6.1. Инженерно - геоложките проучвания трябва да изясняват първоначалното състояние на склона и очакваните изменения при строителството и експлоатацията. Проучванията, изчисленията за обща устойчивост и носеща способност на наклонения терен, се извършват въз основа на изискванията за слягания и устойчивост на терена и земната основа. При особени условия, като наличие на слаби почви, неблагоприятно напластяване на почвените разновидности, наличие на високи нива на подземните води и др., се изисква геотехническа експертиза.

6.2. Разположението на сградите и съоръженията се определя така, че:

- обемът на земните работи трябва да е минимален, без изкопи с дълбочина повече от **5 m** и насипи с височина повече от **2 m**;
- когато размерът на сградата в план, по склона, значително надвишава **15 m**, се предвижда разделяне на сградата на отделни секции, които да бъдат фундаментирани на различни нива;
- когато вкопаване на фундаментите най-малко на **80 cm** под повърхността на терена е невъзможно, се предвиждат подложни бетонни стъпала, а при голяма денивелация между съседни секции - подпорни стени (фигури 6.1 и 6.2), при спазване изискванията на наредбата за възможна денивелация на основната плоскост на фундаментите на сградите, или отчитане на взаимодействието на фундаментите, разположени на различни нива.



Фигура 6.1. Фундиране на сгради в наклонени терени

6.3. Постоянните откоси на изкопите около сградите и съоръженията се укрепват посредством подпорни стени, пилоти, анкери или комбинирани конструкции – ако това е необходимо, зачимяват, залесяват или облицоват.

6.3.1. При височина на постоянни откоси над **6 m** в тях се предвиждат берми и отводнителни канавки.

6.3.2. Около сградите се предвиждат водоплътни тротоари.

6.3.3. Вкопаните в терена канали и водопроводи на сградите и частта им до външните колектори се проектират във водоплътни стоманобетонни корита (*кожуси*) снабдени с ревизионни шахти.

6.3.4. При необходимост се предвижда околоръстен дренаж, отведен на безопасно разстояние, както и цялостно отводняване на терена.

6.4. Проверките за устойчивост и деформации на земната основа трябва да вземат под внимание при:

6.4.1. всички особености на наклонения терен, които могат да доведат сградите и съоръженията до гранични състояния.

6.4.2. проектиране на фундирането трябва да се извършват изчислителни проверки за:

а) устойчивост на склона заедно със сградата (съоръжението), при наличие на определена (фиксирана от скална подложка или по друг начин) хлъзгателна повърхнина, като се отчитат:

1. намалението на якостните характеристики на почвите в контактната зона със скалата;
2. хидродинамичния натиск, включително когато нивото на подземните води е повлияно от дренажни средства;
3. земетръсните инерционни сили на почвения масив над хлъзгателната повърхнина;

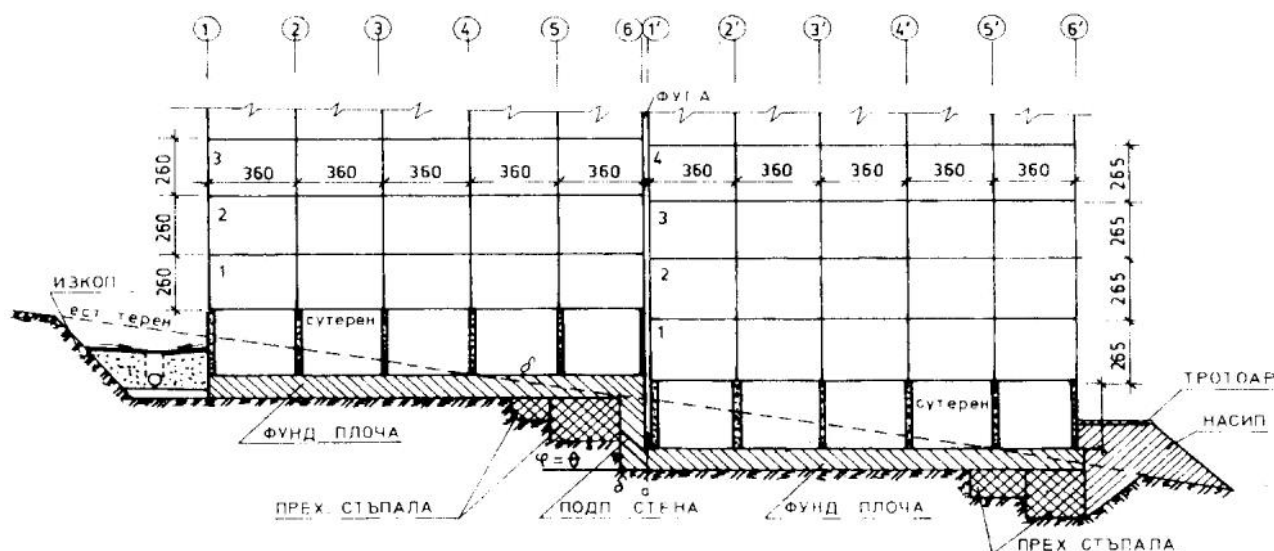
б) хидродинамичния натиск, включително когато нивото на подземните води е повлияно от дренажни средства;

в) земетръсните инерционни сили на почвения масив над хлъзгателната повърхнина;

6.4.3. устойчивост на склона или на части от склона по други хлъзгателни повърхнини, които могат да възникнат вследствие на ерозия, подкопаване, пълзене на почвата или по други причини;

6.4.4. устойчивост на откосите на изкопите от горната страна на сградата (съоръжението) с отчитане на възможното претоварване на склона над откоса, а когато откосите са постоянни и изчислените коефициенти на устойчивост са по-малки от **1,4** - откосите се укрепват с подпорни стени, пилоти, шлицови стени или комбинирани конструкции;

6.4.5. наклоняване на сградата.



Фигура 6.2. Схема за фундиране на сграда при денивелация на терена.

6.5. Не се допуска строителство в наклонени терени, за които:

6.5.1. има данни, че са активни свлачища, преди съответно укрепяване на свлачището. В тези случаи, проектирането на сгради и съоръжения в свлачищни терени може да се изпълнява успоредно с проектите за стабилизация на свлачищата.

6.5.2. са активните свлачища, когато застрашават сигурността на сгради, съоръжения и комуникации в прилежащи терени, се разработват проекти за тяхното стабилизиране.

6.5.3. в наклонени терени, за които има данни, че са условно стабилизирани (пасивни) свлачища, се допуска строителство въз основа на подробни инженерно - геоложки проучвания за общата им устойчивост и съответна геотехническа експертиза. Преди да се изпълни основното строителство се разработва и изпълнява проект с мероприятия за недопускане активизирането на нови свлачищни процеси, съгласно Наредба 01-12/2001.

7. Допълнителни указания – 7. ПОДЗЕМНО СТРОИТЕЛСТВО В НАСЕЛЕНИ ТЕРИТОРИИ

7.1. Подземното строителство в населените територии, предмет на настоящата наредба, се характеризира със следните особености:

7.1.1. Строителните площадки са ограничени от близкоразположени сгради, подземни комуникации, сгради и/или пътища. Тези ограничения не позволяват изпълнението на нормални откоси на строителните изкопи.

7.1.2. При изпълнението на изкопните работи и останалите строителни процеси е необходимо да се създадат условия за нормална експлоатация и сигурност на прилежащите сгради и съоръжения, както и да не се нарушават транспортните условия на градския и личен транспорт.

7.1.3. За изпълнението на строителните работи е необходимо да се използват подходящи технологии така, че да се изпълняват изискванията съгласно (7.1.1.) и (7.1.2.).

7.1.4. При строителството в ограничени площадки и при нива на подземните води над дъното на строителните изкопи, следва да се предвидят отводнителни мероприятия, така че да се запазят екологичните условия на площадките и околните пространства (например да се избягва прекъсване на потока на подземните води, замърсяване на подземните води и почвите и др.), както и да не се предизвикат недопустими слягания на съседни сгради и съоръжения.

7.2. При подземното строителство в населени територии е необходимо да се извършат следните предварителни проучвания:

- Разстоянието между проучвателните изработки да е от **20 до 50 м** (при необходимост и на по-малки разстояния) и на дълбочина $z_a \geq L$, където z_a е дълбочина на провежданите проучвания мерена от дъно изкоп, а L – по-малкия размер на основната плоскост на съоръжението;
- **най-малко три сондажа прокарани до дълбочини, най-малко с 10 метра по-големи от дълбочината на строителните изкопи;**
- По данни от сондажните проучвания се изчертават литоложките колонки с означения на дълбочините и мощностите на всеки пласт. Задължително се дават и пространствените изменения на отделните пластове;
- Сондажи се изпълняват и по периферията на строителните изкопи за установяване на почвените разновидности в зоната на укрепяване;
- От проведените изпитвания /изследвания/ трябва да се определят, якостни и деформационни показатели на всяка почвена разновидност както на площадката, така и по откосите (включително и на пластовете от културни почви и насипи). Якостните характеристики се определят за върховите и остатъчни якости, дълбочините на нивата на поява и установяване на подземните води. Дава се и посоката на потока на подземните води; очакван дебит на подземните води и начини на тяхното подхранване; агресивност на подземните води;

- Докладите за инженерно геоложките и хидрогеоложки проучвания се правят от проектантите с пълна проектантска правоспособност и се приемат, освен от инвеститора на строежа, така и от строителния надзор / проектанта конструктор на строежа с цел да отговарят на изискванията на наредбата.

7.3. При определяне на характеристиките на почвите и очаквания водоприток в строителните изкопи, се препоръчва и използването на регионални данни, местен опит и данни от измервания при аналогични случаи за подобни обекти и почви. При сложни случаи и значителни разлики в показателите е задължителна геотехническа експертиза.

7.4. При липса на възможности за определяне на показателите на почвите в лабораторни условия (наличие на едри чакъли, пясъци с чувствителни циментационни връзки и други подобни) е задължително използването на други методи за определяне на техните якостни показатели. Препоръчват се *“полеви методи”*, като *SPT*, динамични и статични пенетрации, пресиометри, дилатометри, крилчатки и др. съгласно съответните нормативни изисквания на ЗУТ. След обосновка, могат да се използват и други показатели, като аналогии с други подобни почви, за които са натрупани данни от полеви изпитвания, измервания на поведението на изпълнени укрепващи съоръжения, данни за поведението на почви при изпълнени откоси и др.

7.5. Допуска се характеристиките на почвите да се определят и в състоянието *“плътност-влажност”*, което се гарантира по време на изпълнението на строителните изкопи и укрепяването на откосите.

7.6. При проектирането на откосите и укрепителните съоръжения на стените на изкопите, не се допуска използването на данни за свойствата на почвите, дадени в приложения към литературни или нормативни източници.

7.7. При изпълнението на откоси и укрепявания на стените на строителни изкопи, се препоръчва използването на наблюдателни системи (геодезични, инклинометрични, тензометрични, динамометрични, геофизични, фотограметрични и др.) така, че да се получава достатъчна информация за поведението на съоръжението. При дълбочини на изкопите над **10 m**, тези изследвания са задължителни и се изпълняват по предварително съставена програма от проектанта на строежа (мониторинг). Въз основа на тези данни могат да се правят изменения и/или актуализациите на първоначалните проектни решения.

7.8. Характеристичните стойности на натоварванията и въздействията върху откосите или укрепителните огради на изкопите се определят в зависимост от вида, конструкцията и статическата схема на прилежащите съоръжения, които се намират на разстояние по-малко от *l*, където разстоянието *l* се определя по зависимостта:

$$l = (H + 10) \operatorname{tg} \varphi \text{ m или до радиуса на депресионната крива,} \quad (\text{П.7.1-1})$$

където:

H е дълбочината на строителния изкоп в *m*,

φ е среднотежестното значение на ъгъла на вътрешно триене на почвите за дълбочината *H*.

7.9. Характеристичните стойности на натоварванията и въздействията се определят съгласно статическите изследвания за конструкцията с частни коефициенти на натоварване, посочени по-долу. Ориентировъчно може да се приеме:

7.9.1. За път с натоварен трафик и с възможности за преминаване на всякакви транспортни средства $p=20 \text{ кПа}$.

7.9.2. За второстепенен път с намален трафик, при което се доказва, че няма да преминават тежки машини $p=10 \text{ кПа}$.

7.9.3. Характеристичните стойности на натоварванията и въздействията от прилежащи кранове и други строителни машини се определя съгласно данни за възможностите и паспортите на машините.

7.9.4. При определяне на натоварванията съгласно точки 7.9.1., 7.9.2. и 7.9.3. се приема частен коефициент за въздействия за *ЕQU* и *STR* състояния $\gamma_F = 1,2$.

7.9.5. Характеристичните стойности на натоварванията и въздействията от сгради се приемат въз основа на статическите изчисления и от начина на фундиране: ивични и скарови, единични фундаменти, фундаментни плочи или дълбоко (пилотно) фундиране. За първоначални характеристични стойности на натоварванията и въздействията могат да се приемат:

а. за ивични и скарови фундаменти – горна характеристична стойност на постоянното въздействие от калканните стени $G_{k,sup} = 80 \text{ кN/m}$ и долна характеристична стойност $G_{k,inf} = 30 \text{ кN/m}$ от всеки етаж;

б. за фундаментни плочи – горна характеристична стойност на постоянното въздействие от всеки етаж $G_{k,sup} = 25 \text{ кN/m}^2$ и долна характеристична стойност $G_{k,inf} = 18 \text{ кN/m}^2$ от всеки етаж;

в. характеристичните стойности на въздействията от натоварванията на единичните калканни фундаменти, както и при пилотното фундиране се определят в зависимостта от големината на фундаментите и тяхното натоварване, съгласно статическата схема на сградата или съоръжението;

г. характеристичните стойности на въздействията от натоварванията от кранове и транспортни съоръжения се приемат като приложени на повърхността на терена, а при сгради и съоръжения – от нивата на основните плоскости на фундаментите.

7.9.6. Посочените в точки от „а“ до „г“ характеристични стойности на въздействията от натоварванията се умножават с частен коефициент на натоварване $\gamma_F = 1,2$.

7.10. Характеристичните стойности на въздействията от натоварванията от земен натиск и хидростатичен натиск се определят съгласно правилата за проектиране на подпорни съоръжения с частен коефициент за натоварване $\gamma_F = 1,15$. При определяне на земния натиск се разрешава отчитане на наклона на терена и триенето между подпорната конструкция и почвата, като ъгълът на триене стена - почва δ , се определя съгласно изискванията:

7.10.1. За непрекъснати огради: шлицови стени, непрекъснати редици от пилоти и шпунтови стени, в несвързани почви и липса на укрепващ разтвор:

$$\delta = 2/3 \varphi, \quad (\text{П.7.1-2})$$

7.10.2. При шлицови стени или непрекъснати пилотни системи, при изпълнението на които е използван бентонитов укрепващ разтвор и в несвързани почви, както и в свързаните почви, независимо от използването на бентонитови укрепващи разтвори:

$$\delta = 1/2 \varphi, \quad (\text{П.7.1-3})$$

Ако при определянето на земния натиск се използва ъгъла на триене между стените и почвите, частният коефициент на натоварване се приема $\gamma_M = 1,20$. В случаите, когато ъгълът на наклона на терена е по-голям от среднотежестната стойност на ъгъла на вътрешно триене на почвата φ ($\alpha > \varphi$), земният натиск се определя съгласно приложение 4, точки 10, 11 и 12 от Наредба №1/12 за проектиране на геозащитни строежи, сгради и съоръжения в свлачищни райони.

7.11. При определянето на земния натиск се допуска отчитане на ограничените в план размери на изкопите по отношение на тяхната дълбочина (пространствена задача).

7.12. При проектирането на строителните изкопи, се прави проверка за възможностите на изпълнение на неукрепени откоси: вертикални или под допустим наклон, но като се вземат предвид вида и стойностите на натоварванията, определени съгласно 7.8., 7.9. и 7.10. Задължително се предвиждат мерки за недопускане на повърхностни или битови води на откосите, като за целта се установяват възможните източници на наводняване (ВиК тръбопроводи, канализационни и водосточни тръби, възможности за втичане на води от прилежащи улици, тротоари, водостоци, канали за електрически кабели и др.). Тези източници задължително се отстраняват или уплътняват, а откосите се покриват с водоплътно фолио.

7.12.1. Не се допуска изпълнението на неукрепени вертикални откоси, непосредствено до основните плоскости на фундаментите на прилежащи калканни стени.

7.12.2. До улици и други транспортни комуникации, не се разрешава изпълнението на неукрепени изкопи с вертикални стени и дълбочини *над 3 m*, независимо от проверките направени по изчислителен път. Задължително е недопускането на повърхностни и други води до откосите. В тези случаи изпълнението на вертикални откоси се доказва с изчисления за частен коефициент за въздействие от постоянни и временни товари, при състояния *STR*, *EQE* и *GEO* с неблагоприятен ефект, не по-малък от $\gamma_{(G+Q),dst} = 1,4$.

Избраните методи за определяне на наклоните на откосите се обосновават от проектанта. Приемливи се считат методите “кръговоцилиндрична плъзгателна повърхнина”, както и известните методи на *Тейлър*, *Бишон*, както и други методи и програмни продукти, аргументирани от проектанта. При използването на метода “кръговоцилиндрична плъзгателна повърхнина” се изисква частен коефициент за носеща способност $\gamma_R = 1,20$, а за останалите методи $\gamma_R = 1,25$.

7.13. Ако изпълнението на вертикални или други откоси не отговаря на статическите изисквания, или изискванията, посочени в 7.12., откосите на строителните изкопи се укрепяват с конструкции, които по статическото си действие могат да бъдат:

7.13.1. Конзолни конструкции, при които уравновесяването на активния земен и хидростатичен натиск (при наличието на подземни води) се изпълнява само от забитата част на конструкцията.

7.13.2. Подпрени конструкции, при които уравновесяването на земния и хидростатичен натиск се поемат, както от забитата част на конструкцията, така и от специални подпори, изпълнени над дъната на строителния изкоп. Подпорите могат да бъдат: *разпонки, подкоси, анкери или специално изпълнени рамки по периферията на укрепителната конструкция*. Подпорите могат да се изпълняват на едно или повече нива и разстоянието между тях се определя от статическите изчисления и изискванията за ограничение на преместванията на стените. При доказана съобразност и технологични възможности се прилага и така нареченият *“милански начин” (top-down)*, при който след изпълнението на ограждащите конструкции по периферията, се изливат хоризонталните плочи на сградата или съоръжението, след което изкопаването става подземно, под изпълнените плочи. Този начин спестява анкерите, подпорите и другите видове усилвания на ограждащите стени.

7.14. По отношение на разположението си, подпорните конструкции са:

7.14.1. Непрекъснати /шлицови стени, шпунтови стени и пилотни стени, врязани един в друг или изпълнени непосредствено един до друг пилоти.

7.14.2. Прекъснати (дискретни) - отделни сондажни пилоти, шлицови стени и фуги между тях или стоманени профили, изпълнени с разстояния между тях.

Не се препоръчва изпълнението на укрепителни конструкции от забивни стоманобетонни пилоти, поради малките им коравини и проблеми с вибрации при забиването. При изпълнението не винаги може да се гарантира забиването им до проектната дълбочина.

7.15. По отношение на водоплътността си, укрепителните конструкции са:

7.15.1. Водоплътни – шлицови стени, изпълнени със специални (фугови) тръби или други водоплътни връзки, шпунтови стени и сондажни пилоти, врязани един в друг (секантни пилоти). При тези конструкции може да се гарантира във висока степен водоплътност и в значителна степен запазване в страни от изкопите на естествените нива на подземните води.

7.15.2. Пропускливи. Това са всички дискретни системи. При пропускливите конструкции се предполага втичането на подземни води в строителния изкоп, понижаването на нивото на подземните води в съседство и допълнителен водоприток в строителния изкоп. При големи водопонижения и особено при наличие на разседи, съществува опасност от допълнителни слагания на съседните терени, сгради и съоръжения, което следва да се има предвид при изчисленията. Положителен елемент е, че се намалява хидростатичния натиск върху укрепителните конструкции.

7.16. Укрепителните конструкции могат да се изпълняват отделно, или да се вграждат в сутеренните части на сградите и съоръженията. Приемането на подходящ вариант се обосновава с изчисления. Настоящите изисквания са задължителни и при вграждане на укрепителните конструкции в части от сградите и съоръженията.

7.17. Изисквания към укрепителните конструкции:

7.17.1. Укрепяването трябва да осигури устойчивост на вертикалните стени до дълбочината на строителния изкоп за въздействията от натоварванията посочени в 7.9. и 7.10. Проверките за устойчивост на конструкцията се извършват за всички строителни състояния при изпълнение на изкопите. Укрепителните огради се проверяват и за натоварване от технологично оборудване в определени участъци, като инертни материали, кранове, багери и др. Характеристичните стойности на натоварването от технологично оборудване се задава от изпълнителя на строежа, съгласно определените технологични схеми.

Укрепителните конструкции се проектират със следните коефициенти на сигурност - γ_R^* :

**При откоси носещата способност на почвата има смисъла на резултанта на съпротивителни сили или нейния момент.*

1. До съществуващи сгради:
 - а. при дълбочина на изкопите *до 10 m* – $\gamma_R = 1,20$;
 - б. при дълбочина на изкопите *над 10 m* – $\gamma_R = 1,25$;
2. До магистрални пътища и други транспортни съоръжения с особена важност:
 - а. при дълбочина на изкопите *до 10 m* – $\gamma_R = 1,20$;
 - б. при дълбочина на изкопите *над 10 m* – $\gamma_R = 1,30$;
3. До свободни терени и третокласни пътища:
 - а. при дълбочина на изкопите *до 10 m* – $\gamma_R = 1,10$;
 - б. при дълбочина на изкопите *над 10 m* – $\gamma_R = 1,15$.

7.17.2. Откъм страните на съществуващите сгради, при наличие на нива на подземните води над дъното на строителния изкоп, укрепителната ограда трябва да бъде водоплътна. В случай, че нивата на подземните води са *до 100 см* над дъното на строителния изкоп, се допускат и неводоплътни укрепителни огради, но след доказване, че отводняването няма да доведе до недопустими слягания на съседните сгради и загуба на устойчивост на земната основа на съществуващите фундаменти. При липса на конкретни данни, се допуска хоризонтално преместване на съществуващите фундаменти *до 3 мм* и допълнително слягане *до 5 мм*, при напукани сгради преместванията на укрепителните конструкции се ограничават *до 5 мм* или се вземат мерки за предварително заздравяване на земната основа на фундаменти на сградите: *jet grouting*, инжекционни методи, използване на микропилоти и др.

7.17.3. При наличие на разседи и високи нива на подземните води под съществуващите сгради, не се допуска изпълнението на неводоплътна укрепителна ограда.

7.17.4. Откъм страните на улиците, след обосновка се допуска изпълнението и на неводоплътни огради.

7.17.5. При изпълнението на неводоплътни огради се прави проверка за протичане на почвите през пространствата между укрепителните елементи-пилоти,

шлицови стени на разстояния една от друга, стоманени профили и др. Проверката се прави по формулата:

$$b \leq 5,14 \cdot c \cdot D/q, \quad (\text{П.7.1-4})$$

където:

b е светлото разстояние между укрепителните елементи;

c е изчислителната стойност на кохезията на почвата в съответния пласт;

D е диаметърът на пилота, ширината на шлицовата стена или размера на фланша на стоманения пилот /ако е двойно "Т" профил;

$q = E:h$, където E е резултантната стойност на земния натиск върху укрепителната ограда и h е дълбочината на изкопа.

При необходимост, за да се предотврати протичането на почвите между елементите на укрепителната конструкция се нареждат талпи между жлебовете на стоманените профили или зад пилотите, инжектира се почвата или се прави усиление посредством почвени гвоздеи, торкрет или по друг начин. Ако не може да се изпълни никое от тези условия, се прави водоплътна стена.

7.17.6. Укрепителните огради трябва да бъдат по възможност с дебелини, доказани с изчисления и/или по технологични съображения. Укрепителните огради не трябва да излизат извън сервитута на сградите над допустимите норми.

7.17.7. Изпълнението на укрепителните огради трябва да бъде максимално технологично. В зависимост от последователността на строителните работи по възможност те се изпълняват преди изкопните работи и след това – без, или най-много с едно прекъсване на строителния процес. Когато това е невъзможно, изпълнението трябва да е с най-малко прекъсвания на строителния процес.

7.17.8. Укрепителните огради трябва да дават възможност за изпълнение на изолациите в подземната част на сградата.

7.17.9. Изборът на укрепителни огради се направи така, че по възможност да се получи вграждането им в сутеренната част на сградата.

7.17.10. При отводняването на строителните изкопи се прави проверка за устойчивост на почвите от дъното на изкопа срещу хидродинамичен натиск. При необходимост от увеличаване на устойчивостта на почвите при дъното се увеличава дълбочината на забиване на водоплътни ограждащи конструкции, изпълняват се вътрешни или външни водопонизителни дренажни сондажи или се повишава здравината на почвите около забитата част на стените посредством инжекции, *Jet Grouting* или по друг начин.

7.18. В непосредствена близост на съществуващите сгради и съоръжения не се допуска ударно забиване на елементи.

7.19. Укрепителните огради трябва да имат достатъчна коравина или да се осигурява такова подпиране, че да се предотвратяват премествания на съседните стени и фундаменти по-големи от посочените в нормите за проектиране на плоско фундиране.

7.20. При изпълнението на укрепителни огради, задължително се изисква прилагането на метода “*стъпка по стъпка*”(метод “*в*”, посочен в нормите за проектира на плоско фундиране), като при необходимост се правят изменения на проекта в зависимост от данните от измерванията на преместванията и напрегнатото състояние на оградите и подпорите, нива на фундиране на съседни сгради и съоръжения, изменения на геоложката среда и нивата на подземните води, както и други фактори, които се установяват по време на изпълнението.

7.21. При предварителните проучвания и проектирането се използват данни за изпълнение при аналогични случаи и в аналогични почвени условия.

7.22. При изпълнения на подземни съоръжения, изпълнявани по тунелни методи, да се работи с частен коефициент на носеща способност $\gamma_R = 1,20$.

7.23. При високи нива на подземните води и при преминаване на тунели под сгради (изпълнявани по тунелни методи), да се работи с частен коефициент на носеща способност $\gamma_R = 1,30$.

7.24. При строителство на съоръжения в изкоп *за период до 2 години*, не се отчита сеизмичното натоварване върху укрепителните конструкции за този период.

8. ПРИЛОЖЕНИЯ

8.1. ПРИЛОЖЕНИЕ 1 - ИЗЧИСЛИТЕЛНО ПОЧВЕНО НАТОВАРВАНЕ – q_R .

Забележка: Номерата на формулите, таблиците и фигурите са към приложението.

Дадените в приложението начини за определяне на изчислителното почвено натоварване следва да се приемат за начало при проектиране на фундирането на сгради и съоръжения. Те могат да се прилагат по дадените в приложението начини като окончателни само при сгради и съоръжения от **I** и **II** категория и при условно изчислително натоварване над **0,120 МПа**, определено по таблиците, дадени в приложението. Във всички останали случаи, изчислителното натоварване върху почвите се определя чрез изследване за деформации и устойчивост на земната основа на фундаменти.

Ако при изследване на земната основа на деформации и устойчивост се определят други възможни натоварвания върху почвата, различни от условното изчислително натоварване, определено по таблиците, те остават като меродавни.

Изчислителното почвено натоварване q_R е функция на дълбочината на фундиране D_f и размерите на фундамента B и може да се определя само за **единични фундаменти** чрез изразите:

$$\text{за } D_f < 2 \text{ m: } q_R = q_{R0} \cdot [1 + k_1 (B - 1)] \cdot 0,25 \cdot (D_f + 2), \quad (\text{П.8.1-1})$$

$$\text{за } D_f \geq 2 \text{ m: } q_R = q_{R0} \cdot [1 + k_1 (B - 1)] + k_2 \cdot \gamma_{k,m} (D_f - 2), \quad (\text{П.8.1-2})$$

където:

k_1, k_2 са коефициенти, дадени в Таблица П.8.1-8.;

$\gamma_{k,m}$ е средното обемно тегло на почвите над основната плоскост на фундамента;

q_{R0} - стойностите за q_{R0} са съгласно Таблица П.8.1-1. до Таблица П.8.1-7.;

Таблица П.8.1-1.
Условни изчислителни натоварвания
 q_{R0} на валуни и чакъли, kPa

По: BDS EN ISO 14688-2:2006		q_{R0}, kPa
Валуни	- Bo	700
Дребни валуни	- Co	650
Чакъли от еруптивни скали едри средни и дребни	- Gr	-
	- CGr	600
	- MGr, FGr	500
Чакъли от седиментни скали		300

Таблица П.8.1-2.
Условни изчислителни натоварвания
на пясъци q_{R0} , kPa

По: BDS EN ISO 14688-2:2006		$I_D>85\%$	$35<I_D<85\%$
Едри пясъци	- CSa	500	350
Средни пясъци	- MSa	400	300
Дребни пясъци:	- FSa		-
а) малко влажни и влажни		350	250
б) много вл. и водонаситени		250	200
Дребни пясъци:	- SiSa		-
а) малко влажни и влажни		250	200
б) много влажни		200	150
в) водонаситени		150	100
Забележка: при $ID>85\%$ - много плътен; при $35<ID<85\%$ - средно плътен и плътен.			

Таблица П.8.1-3.
Показател на консистенция, I_c

Вид почва	Порен коэффициент, e	Показател на консистенция, I_c		
		1,0	0,50	0,25
Глинести пясъци:	0,5	300	300	250
	0,7	250	200	150
Песъчливи глин:	0,5	300	250	200
	0,7	250	200	150
	1,0	200	150	100
Глини:	0,5	450	300	250
	0,6	400	250	200
	0,8	300	200	150
	1,1	250	150	100
Забележки: 1. За междинни стойности на показателите e и I_c , q_{R0} се получава чрез двойна интерполация: първо – вертикално (по e), и второ – хоризонтално (по I_c); 2. При стойности на $I_c < 0,25$, се прави проверка по носеща способност и на деформации на земната основа.				

Таблица П.8.1-4.
Условни изчислителни натоварвания
на плиоценски и други, подобни
на тях глини q_{R0} , в kPa

Вид почва	Показател на консистенция, I_c		
	1,0	0,50	0,25
Глини от плиоценски произход и други подобни на тях по възраст и структура глини:	325	225	150

Таблица П.8.1-5.
Условни изчислителни натоварвания
на пропадъчни почви
 q_{R0} , в kPa

Вид почва	q_{R0}, kPa			
	Естествени почви с обемна плътност на скелета ρ_d, g/cm³		Уплътнени почви с обемна плътност на скелета ρ_d, g/cm³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Глинести пясъци:	150	180	200	250
Песъчливи глини и глина:	150	200	250	300
Забележка: За междинни стойности на ρ_d , q_{R0} се определя чрез интерполация.				

Таблица П.8.1-6.
Условни изчислителни натоварвания
на отлежали (самоуплътнили се) насипи
 q_{R0} , в kPa

Вид на насипните почви	Пясъци (едри, средни, дребни), хвост, бладстри, шлаки и др. подобни		Прахови пясъци, глинести почви, сгурии и др. подобни	
	При степен на водонасищане S_r			
	$\leq 0,5$	$\geq 0,8$	$\leq 0,5$	$\geq 0,8$
Планомерно положени насипи, еднородни почви или промишлени отпадъци, уплътнени:	250	200	180	150
Депа (табани) или промишлени отпадъци, еднородни, но неуплътнени:	180	150	100	80
Депа от нееднородни почви или промишлени отпадъци, уплътнени:	150	120	100	80
Депа от нееднородни почви или промишлени отпадъци, неуплътнени:	120	100	80	60

Забележки: 1. Под самоуплътнили се насипи се разбират тези, при които слягането им от собствено тегло е завършено. Насипи, престояли 10 и повече години, могат да се смятат за самоуплътнили се.

2. Стойностите за q_R в таблица П.8.1-6. се отнасят за фундаменти с дълбочина на фундиране $D_f = 2\text{m}$. При дълбочина на фундиране $D_f < 2\text{ m}$ стойностите за q_{R0} се намаляват с коефициент $k = (D_{f1} + D_{f2}) / (2 \cdot D_{f1})$.

3. Стойностите за q_{R0} в таблица П.8.1-6. се отнасят за насипи и промишлени отпадъци със съдържание на органични вещества до 10%.

4. За междинни стойности на S_r , q_{R0} се определя чрез линейна интерполация.

5. Посочените в таблицата стойности се уточняват с проверки за слягания. При опасност от увеличаване на водното съдържание тези проверки са задължителни.

Таблица П.8.1-7.
Условни изчислителни натоварвания
на скали q_{R0} , в kPa

Вид на скалата	Условно изчислително натоварване q_{R0}	
	При слабо напукани скали - неизветрели	При силно напукани скали - изветрели
Магмени скали (гранит, диабаз, базалт, порфир) или метаморфни компактни скали (гнайс, кварцит, мрамор):	3000	1000
Седиментни скали със здрава спойка (конгломерати, пясъчници, споени с минерално вещество):	2500	800
Шистозни метаморфни скали (слядени); карбонатни плътни скали (варовик, доломит):	1500	500
Седиментни скали със слаба спойка (конгломерати и пясъчници с глинеста спойка, креда, бигор):	1000	500
Забележки: 1. Стойностите на q_{R0} се прилагат в случай, че липсват в дълбочина на скалната основа карстови или изветрителни явления. 2. При наличието на тектонски явления и/или силно изразен наклон на пластовете, стойностите на q_{R0} се намаляват съобразно наличните проучвания и условия на строеж. 3. При подробни инженерногеоложки проучвания и при съответна обосновка, стойностите на q_R могат да се завишат. 4. Междинните стойности на q_{R0} се определят в зависимост от напукаността и качествата на скалата и начина на строеж.		

Таблица П.8.1-8.
Коефициенти за редукция на условното
изчислително натоварване q_{R0}

Вид почвата	Чакъли и пясъци	Прахови, глинести пясъци и пясъчливи глини	Глини
k_1	0,125	0,05	0,05
k_2	2,00	1,50	1,00

8.2. ПРИЛОЖЕНИЕ 2 - Определяне пропадането на земната основа, изградена от пропадъчни почви.

Забележка: Номерата на формулите, таблиците и фигурите са към приложението.

8.2.1. Пропадането на земната основа S_{np} при намокряне в границите на активната слегваема зона h_{def} се изчислява се по формулата:

$$S_{np} = \sum_{i=1}^n n_{mpi} \cdot h_i \cdot m, , \quad (\text{П.8.2-1})$$

където:

n_{mpi} е обемът на макропорите на почвата в %, определен при пълно водонасищане или при непълно водонасищане. n_{mpi} се определя за средата на всеки частичен пласт от земната основа при вертикален товар, равен на сумата на геоложкия товар и напрежението от фундамента на дълбочина z_i ;

h_i е мощността на частичния пласт в *cm*;

n е брой на частичните пластове, на които е разделена активната слегваема зона h_{def} ;

m е коефициент на условия на работа, който се приема:

а) при широчина на фундамента $b < 2,0 \text{ m}$:

- за дълбочина до $1,5b - m=1,5$;
- за дълбочини над $1,5b - m=1,0$;

б) при широчина на фундамента $b > 2,0 \text{ m} - m=1,0$

8.2.2. Обемът на макропорите при непълно (частично) водонасищане n_m' се определя по формулата:

$$n_m' = \frac{w_k - w_m}{w_r - w_n} n_m, \quad (\text{П.8.2-2})$$

където:

w_n е естественото водно съдържание на почвата в %;

w_r е максимално водно съдържание в % (при водонасищане);

w_k е водно съдържание на почвата при частично водонасищане в %;

n_m е обем на макропорите при пълноводонасищане в %.

w_k се определя, като се вземат под внимание типа на сградата и възможностите за намокряне на льосовата основа по време на експлоатация. При липса на мокри процеси в сградата и за сгради от **II** и **III категория** съгласно [1], се допуска за w_k да се приеме водното съдържание, отговарящо на степен на водонасищане $S_r = 0,80 \div 0,85$.

При използване на формула (2) (П.8.2-2) и на схемата съгласно Фигура 8.2.1. Фигура 2 задължително се проверяват неравномерните слягания (пропадания) на фундаментите, които не трябва да превишават граничните стойности на сляганията ако затова няма други изисквания в проектното задание.

8.2.3. Пропадането на земната основа, разликата в пропадането и наклоняването на отделните фундаменти в зоната на неравномерните пропадания вследствие на страничното разпространение на водата от източника на намокряне трябва да се определя, като се отчита ограниченото заливане (намокряне) на долните участъци от земната основа в рамките на дълбочината Δh Фигура 8.2.1. (Фигура 2) равна:

$$\Delta h = t' + h_{\text{деф.}} - h_u - \frac{x}{m_\beta \tan \beta}, \quad (\text{П.8.2-3})$$

където:

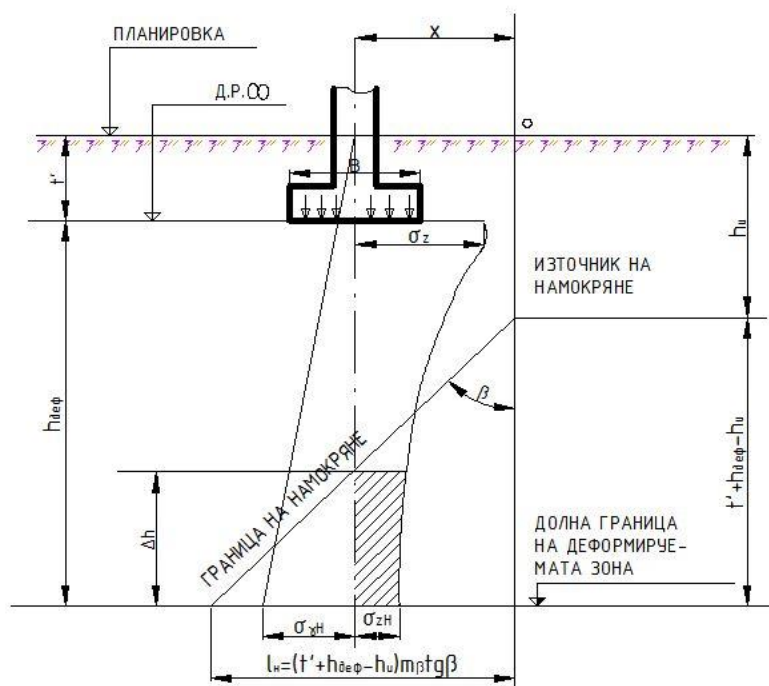
t' е дълбочината на фундиране, мерено от планировъчната кота;

$h_{\text{деф.}}$ е активната слегаваема зона на земната основа;

x е разстоянието от края на източника на намокряне до оста на разглеждания фундамент;

m_β е коефициент, който отчита възможното увеличение на ъгъла на разпространение на водата в страни от източника вследствие слоистостта на земната основа;

β е ъгъл на разпространение на водата в страни от източника на намокряне, който се приема за еднородни масиви от лъсовидни глинести пясъци и лъос $\beta = 35^\circ$, а от лъсовидни пясъчливи глинени – $\beta = 50^\circ$.



Фигура 8.2.1. Схема за изчисляване на пропадането вследствие странично намокряне

Дължината на участъка l_n , на която може да се прояви неравномерното пропадане на почвата, се определя по формулата:

$$l_n = (t' + h_{\text{деф.}} - h_u) m_{\beta} \operatorname{tg} \beta, \quad (\text{П.8.2-4})$$

където:

обозначенията са същите, както при формула (П.8.2-3).

8.2.4. Максималната величина на пропадане $S_{np,zp}^M$ от собственото тегло на почвата, което се проявява при интензивно заливане отгоре на площ с ширина не по-малка от величината на пропадъчната мощност или при покачване нивото на почвените води, се определя по (П.8.2-1), като сумирането се извършва:

- а) при липса на външен товар, при тесни фундаменти и когато активната слегваема зона от натоварването на фундаментите не се застъпва със зоната на пропадане от собствено тегло на почвата – само в границите на зоната на пропадане от собствено тегло;
- б) при повдигане нивото на почвените води или при бавно повишаване на водното съдържание – само в границите на тази част от зоната на пропадане от собствено тегло, в която е настъпило повишаване на водното съдържание;
- в) при широки фундаменти и частично застъпване на активната слегваема зона от натоварването им става със зоната на пропадане от собствено тегло – в границите от долния ръб на активната слегваема зона (от натоварването от фундамента) до нивото, на което почвите са непропадъчни.

Мощността на зоната на пропадане от собствено тегло се отчита от дълбочината, на която вертикалните напрежения, създавани от собствено тегло, са равни на началния товар на пропадане, до долната граница на пропадане на пласта.

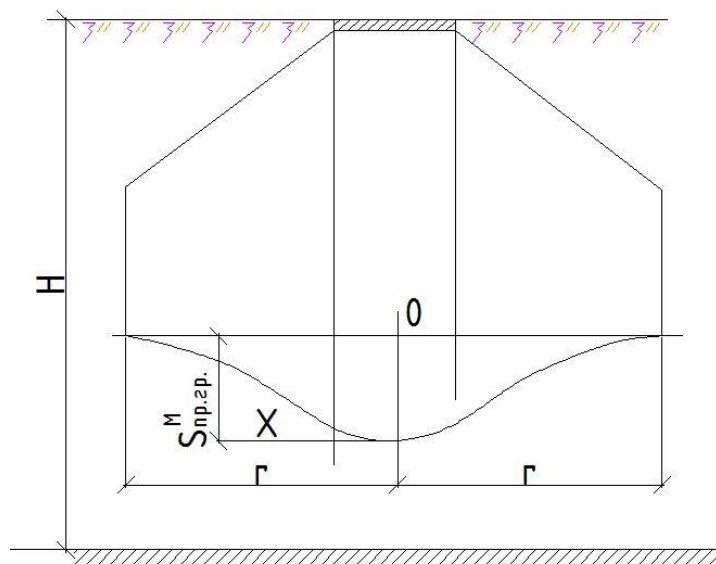
Обемът на макропорите n_m се определя за всеки почвен пласт в зоната на пропадане при натоварване, равно на геоложкия товар в средата на разглеждания пласт.

8.2.5. Възможната величина на пропадане от собствено тегло $S_{np,zp}^b$, при земна основа **тип II**, при частично и кратковременно заливане на площ с широчина B по-малка от величината на пропадъчната мощност H , се определя по формулата:

$$S_{np,zp}^b = S_{np,zp}^M \sqrt{\frac{B}{H} \left(2 - \frac{B}{H} \right)}, \quad (\text{П.8.2-5})$$

8.2.6. Величината на пропадане $S_{np,zp,x}^{(M,b)}$ от собствено тегло в различни точки на намокряне за площта в непосредствена близост до тях се определя по формулата:

$$S_{np,zp,x}^{(M,b)} = 0,5 S_{np,zp,x}^{(M,b)} \left(1 + \cos \frac{\pi x}{r} \right), \quad (\text{П.7.2-6})$$



Фигура 8.2.2. Разпространение на пропаданията от собствено тегло около площта на намокряне

където:

$S_{пр,гр,x}^{(M,b)}$ е максималната или възможната величина на пропадане от собствено тегло в центъра на намокрената площ, определена по 8.2.4. и 8.2.5. т. 4 и т. 5 в *cm*;

x е разстоянието в *cm* от центъра на намокрената площ или началото на хоризонталния участък на пропадане на почвата до точката, в която се определя величината на пропадане $S_{пр,гр,x}^{(M,b)}$ (в границите $0 < x < r$);

x е дължина на криволинейния участък (Фигура 3) Фигура 8.2.2. на пропадъчната почва от собствено тегло, определена по формулата:

$$r = H(0,5 + m_{\beta} \operatorname{tg} \beta), \quad (\text{П.8.2-7})$$

където:

обозначенията са същите, както при формули П.8.2-3 (3) и П.8.2-4 (4).

8.3. ПРИЛОЖЕНИЕ 3 - Определяне набъбването и свиването на почвата при набъбваща земна основа.

Забележка: Номерата на формулите, таблиците и фигурите са към приложението.

8.3.1. Повдигането на фундаментите S_H при набъбване на земната основа вследствие заливането ѝ, се определя по формулата:

$$S_H = \sum_{i=1}^n \delta_{ni} \cdot h_i \cdot m, \quad (\text{П.8.3-1})$$

където:

δ_n е относителното набъбване на почвата на i -тия пласт, определено съгласно 8.3.2. на това приложение;

h_i е дебелината на разглеждания i -ти пласт в cm ;

n е броят на пластове, на които е разделена зоната на набъбване, чиято долна граница се определя по 8.3.4.;

m е коефициент на условия на работа, който се приема:

а) $m = 0,8$ при сумарно напрежение $\sigma_{\text{сум}} = 50 \text{ kN/m}^2$;

б) $m = 0,6$ при сумарно напрежение $\sigma_{\text{сум}} = 300 \text{ kN/m}^2$; за промеждутъчни стойности на $\sigma_{\text{сум}}$ се интерполира, като величината на $\sigma_{\text{сум}}$ се определя по (П.8.3-4);

8.3.2. Относителното набъбване на почвата δ_n в % се определя:

а) при инфилтрация на влага – по формулата:

$$\delta_n = \frac{h' - h}{h}, \quad (\text{П.8.3-2})$$

където:

h е височината на образеца почва, вграден в компресионна касетка, натоварен със $\sigma_{\text{сум}}$ при естествено водно съдържание и плътност, без възможност за странично деформиране;

h' е височина на същия образец след заливане, натоварен при същите условия ($\sigma_{\text{сум}}$);

б) при екраниране на повърхността и изменение на водно-топлинния режим – по формулата:

$$\delta_H = \frac{k(w_k - w_0)}{1 + e_0}, \quad (\text{П.8.3-3})$$

където:

k е експериментално определен коефициент, като при отъствие на експериментални данни се приема $k = 2$;

w_k е крайно (равновесно) водно съдържание;

w_0 е налично водно съдържание;

e_0 е налично значение на коефициента на порите.

8.3.3. Сумарното напрежение $\sigma_{\text{сум}}$ в средата на разглеждания пласт фигура 8.3.1. се определя по формулата:

$$\sigma_{\text{сум}} = \sigma_{zi} + \sigma_{\gamma i} + \sigma_{\text{дон}}, \quad (\text{П.8.3-4})$$

където:

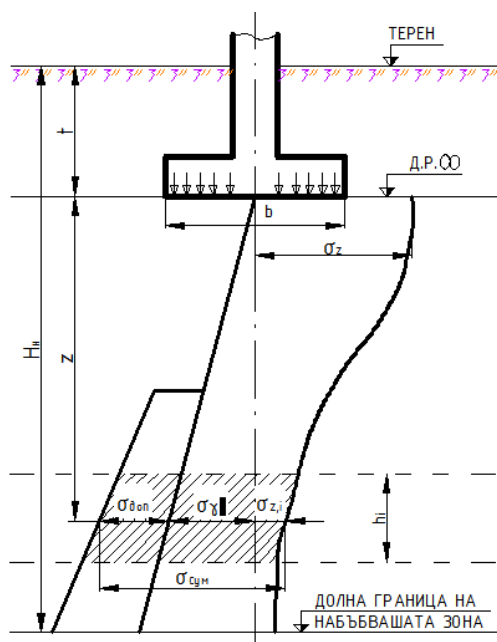
σ_{zi} е напрежение от натоварването на фундамента в средата на разглеждания пласт, kN/m^2 ;

$\sigma_{\gamma i}$ е напрежение от собственото тегло на пласта (пластовете) с дебелина z , kN/m^2 ;

$\sigma_{\text{дон}}$ е допълнително напрежение, kN/m^2 , предизвикано от влиянието на теглото на неовлажнените части от масива, разположен извън и около площта на заливане, и определено по формулата:

$$\sigma_{\text{дон}} = m_n \gamma (z + t), \quad (\text{П.8.3-5})$$

където:



Фигура 8.3.1. Схема на изчисляване на повдигането на фундамента при набъбване на земната основа

m_n е коефициент, определен по таблица П.8.3-1. в зависимост от отношението на дължината L към ширината b на заливната площ и дълбочината на разглеждания пласт;

γ е обемното тегло на почвата kN/m^3 ;

z е разстоянието между основната плоскост на фундамента и средата на разглеждания пласт;

t е дълбочина на фундиране.

8.3.4. Долната граница на зоната на набъбване H_n фигура 8.3.1. се приема:

а) при инфилтрация на влага – на дълбочина, където сумарното напрежение $\sigma_{\text{сум}}$ е равно на напрежението σ_n по смисъла на т.8.2.3;

б) при екранирани повърхности и изменение на воднотоплинния режим – на дълбочина, определена емпирично за съответния климатичен район. При отсъствие на експериментални данни се приема 5 m .

Таблица П.8.3-1.
Коефициент m_n

$\frac{z+t}{b}$	Коефициент m_n при отношение на дължината към широчината на залятата площ L/b , равно на:				
	1	2	3	4	5
0,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,70	0,61	0,50	0,40
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,57

8.3.5. Величината на свиване на земната основа в резултат на изсъхване на почвата S_{cv} се определя по формулата:

$$S_{cv} = \sum_{i=1}^n \delta_{cv,i} \cdot h_i \cdot m_{ce}, \quad (\text{П.7.3-6})$$

където:

$\delta_{cv,i}$ е относително линейно свиване на i – тия пласт, определено съгласно формула П.7.3-7. на правилника, при действието на напрежение, равно на сумата от $\sigma_{\gamma i}$ и σ_{zi} , в средата на пласта при изменение на водното съдържание на почвата в пласта от възможно най-голямата до най-малката стойност;

h_i е дебелината на разглеждания пласт;

m_{ce} е коефициент за условия на работа при свиване, равен на $1,3$;

n е брой на пластове, на които е разделена зоната на свиване на земната основа.

$$\delta_{cv,i} = \frac{h_u - h_{изс}}{h_u}, \quad (\text{П.7.3-6})$$

където:

h_u е височината на почвената проба под товар P при възпрепятствено странично разширение;

$h_{изс}$ е височината на пробата при същото натоварване след изсушаването ѝ.

Долната граница на зоната на свиване H_{cv} се определя емпирично, а при отсъствие на експериментални данни се приема 5 m .

При изсъхване на почвата в резултат на топлинно действие от технологичен характер, долната граница на зоната на свиване H_{cv} се определя по експериментален начин или със съответни изчисления.

8.4. Приложение 4 - Определяне на суфозионното слягане на земната основа, състоящо се от засолен почви.

Забележка: Номерата на формулите, таблиците и фигурите са към приложението.

8.4.1. Суфозионното слягане $S_{суф}$ на земната основа, състояща се от засолен почви, се определя по формулата:

$$S_{суф} = \sum_{i=1}^n \delta_{суф,i} \cdot h_i, \quad (\text{П.8.4-1})$$

където:

n е броя на слоевете, на които е разделен пласта от засолен почви, в които е възможно реализирането на суфозно слягане;

$\delta_{суф,i}$ е относително суфозионно слягане на почвата от i -тия слой при напрежение в този слой, създавано от товара на фундамента и от собственото тегло на почвата;

h_i е мощност на i -тия слой от засолена почва.

8.4.2. Относителното суфозионно слягане на засолената почва се определя чрез полеви изпитвания със статическо натоварване или чрез лабораторни компресионно-филтрационни опити. Изпитванията трябва да се провеждат при продължителна филтрация на вода през почвата.

8.4.3. Относителното суфозионно слягане, установено чрез полеви изпитвания се определя по формулата:

$$\delta_{суф.} = \frac{S_{суф.иц}}{h_{иц}}, \quad (\text{П.8.4-2})$$

където:

$S_{суф,иц}$ е суфозионно слягане на щампата след непрекъснато намокряне по време на цялото изпитване под налягане, указано в 8.4.1. на това приложение;

$h_{иц}$ е деформируема зона на основата под щампата.

8.4.4. Относително суфозионно слягане чрез компресионно - филтрационни изпитвания се определя по формулата:

$$\delta_{суф.} = \frac{h - h'}{h}, \quad (\text{П.8.4-3})$$

където:

h е височина на образеца почва с естествено водно съдържание и плътност;

h' е височина на същия образец почва след филтрационно намокряне с вода и натоварване на натиск според указанията, посочени в 8.4.1. на това приложение.