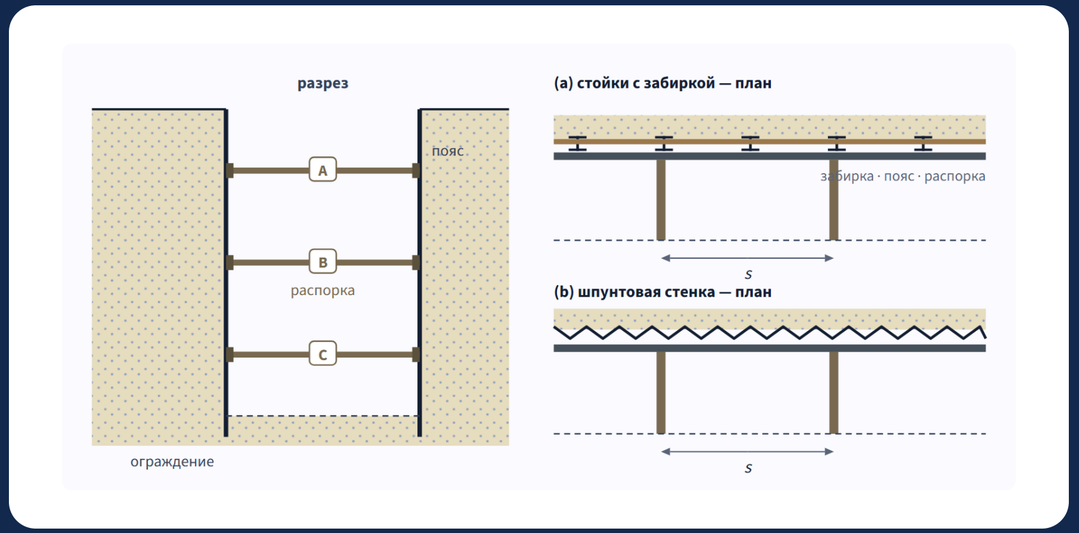
Презентация лекции по геотехнике · Шпунтовые стены и котлованы с креплением

Глина над песком: котлован с распорным креплением

Лекция: песок и глина в одном котловане (эквивалентное сцепление по Peck); огибающая, усилия в распорках, подбор шпунта и распределительных поясов, проверка стали и выпор грунта дна котлована; по каждой теме — пример расчёта.

- Крепление котлована
- Эквивалентная глина (песок + глина)
- Распорка · пояс · шпунт
- EN 1993 · AISC 360
- Выпор дна котлована



Что мы изучим на этой лекции?

Почему давление в котловане с распорным креплением **не определяется по Rankine** и как строятся огибающие; огибающие для глины (по γH/c)

Если котлован проходит через песок и глину, — **эквивалентное сцепление** c_{av} и γ_a по Peck, а также выбор огибающей по $\gamma_a H/c_{av}$

Как в расчёте котлована National Plaza (Chicago) **несколько слоёв глины** сначала усредняются по толщине, а затем объединяются с песком

Добавление пригрузки к огибающей; по огибающей — **усилия в распорках**, подбор сечений **шпунта** и **распределительного пояса**

Проверка стали по **EN 1993-1-1 и AISC 360-22**; проверка на **выпор грунта дна котлована** в слоистом разрезе

ХОД ЛЕКЦИИ

Каждая тема излагается **в три шага**:

1 · **Теория**: в чём правило и почему оно таково?

2 · **Условие**: дано и требуется определить

3 · **Решение**: пошагово, с числами

Котлован из примера: сверху 3 m песка (γ = 17 kN/m³, φ′ = 30°) над глиной (γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa); H = 7.00 m, B = 6.00 m; распорки на глубинах 1.00 · 3.50 · 6.00 m, шаг по горизонтали s = 3.00 m. Усилия даны на метр стены (нагрузки на распорки умножены на s).

Система крепления и её элементы

ТЕОРИЯ

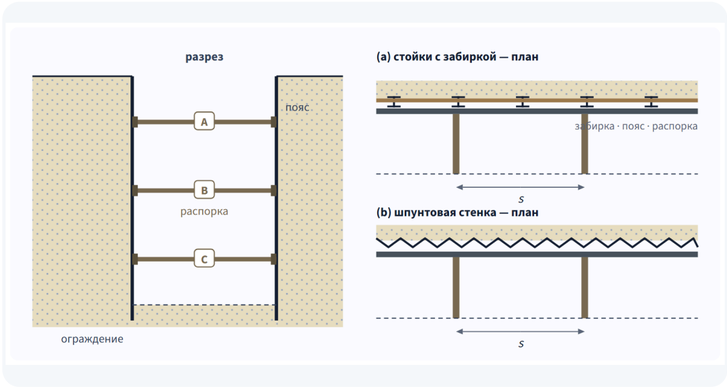
Глубокие котлованы с вертикальными стенками (городские подвалы, тоннели открытого способа работ) удерживаются временной **системой крепления**. Распространены две схемы: заранее забитые **вертикальные сваи** (стальные или деревянные), между которыми по мере разработки котлована устанавливается горизонтальная деревянная забирка; либо взаимно сцепленные **шпунтовые сваи** образуют сплошную стенку.

На каждом ярусе креплений горизонтальные **распределительные пояса** устанавливаются, как только котлован достигает этого уровня; **распорки** — это горизонтальные стальные элементы, работающие на сжатие и пересекающие котлован от пояса к поясу.

Для подбора элементов необходимо боковое давление, воспринимаемое системой крепления. Теория даёт полный распор, но не его **распределение**: распределение зависит от грунта, порядка и темпов работ, бригады и оборудования.

Поэтому расчётные давления являются **эмпирическими огибающими**: они проводятся вокруг давлений, определённых обратным расчётом по усилиям в креплениях, измеренным в реальных котлованах.

Расстояние между распорками при строительстве по вертикали должно быть не менее примерно 2.75 m.



Поворот вокруг верха стены

ТЕОРИЯ

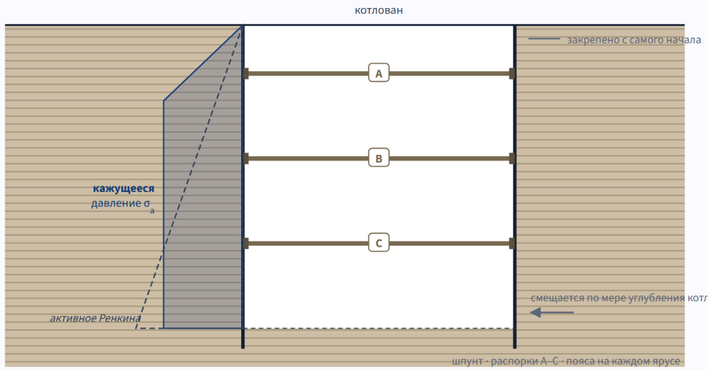
Консольная подпорная стена поворачивается вокруг своей подошвы, и активное давление Rankine (нуль вверху, наибольшее внизу) хорошо её описывает. **Стена с креплением перемещается в обратном направлении**: первая распорка ставится, пока котлован мелок, поэтому верхняя часть почти не смещается; каждая следующая ступень разрабатывается до установки распорки, причём промежуток времени увеличивается с глубиной, и стена изгибается всё ниже: к окончанию разработки котлована она **повернулась вокруг верха**.

В верхней части давление остаётся близким к **значению давления покоя** (грунт сместился очень мало).

Внизу давление может опуститься ниже активного значения по Rankine (грунт уже давно вышел за пределы пластического равновесия).

Равнодействующая давления P_a приложена **выше** трети высоты треугольника: на высоте n_aH от подошвы, $n_a > 1/3$.

Полное давление находится по призме с логарифмической спиралью ($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$); в несвязном грунте оно на 15–20 % выше значения по Coulomb. Но так как его распределение и n_a зависят от грунта и площадки, котлованы проектируются по **огибающим эпюрам**.



Как построены огибающие?

ТЕОРИЯ

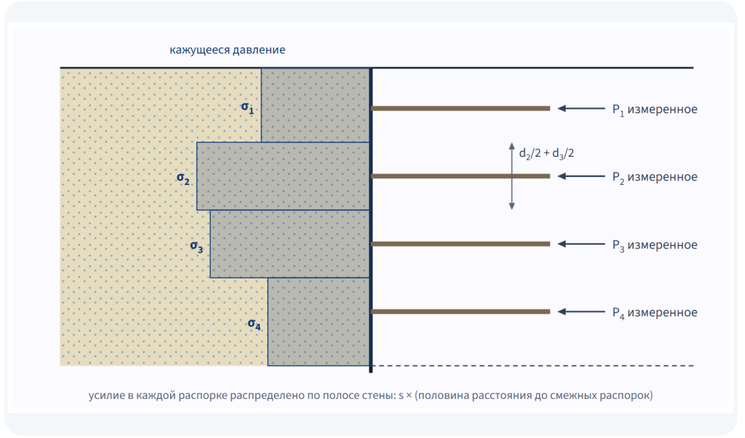
Давление изменяется от точки к точке, и каждая распорка должна рассчитываться на **наибольшую нагрузку**, с которой она может столкнуться. Для этого строятся огибающие: в котловане с измерительной аппаратурой измеряется нагрузка на каждую распорку, делится на полосу стенки, которую эта распорка удерживает (горизонтальный шаг s × половина расстояний до распорок выше и ниже), и пересчитывается в **кажущееся давление** по этой полосе:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1 — глубина первой распорки, d_i — расстояния между последующими распорками. Огибающая всех диаграмм, построенных одна поверх другой, является **огибающей кажущегося давления**.

Огибающие Peck построены по нагрузкам, измеренным в песках при устройстве котлованов метро в Берлине, Мюнхене и Нью-Йорке; для мягких–средних и жёстких глин они построены тем же методом.

Огибающая **не является** давлением, действующим на стену в какой-либо момент: нагрузка для отдельной распорки, получаемая по ней, построена так, чтобы оставаться на безопасной стороне по отношению к измеренным нагрузкам.



Мягкая–средняя или жёсткая: γH/c

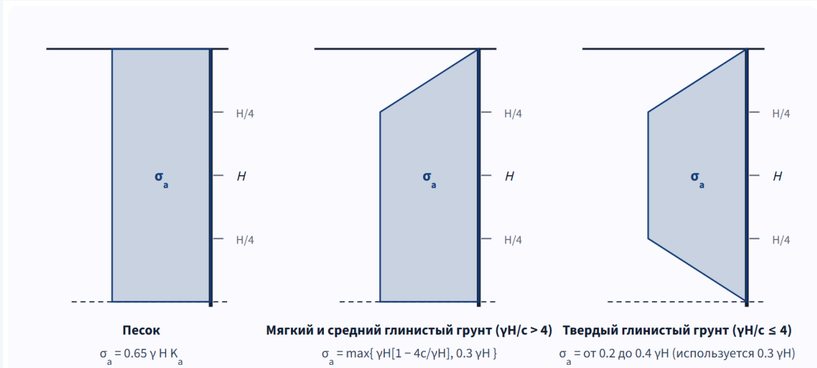
ТЕОРИЯ

В глине форма огибающей определяется **числом устойчивости γH/c** (c — недренированное сцепление, φ = 0). **Глина от мягкой до средней консистенции** с γH/c > 4 при разработке котлована работает далеко за пределами своей прочности; **твёрдая глина** ближе к упругой области:

$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right], 0.3\gamma H\right) \qquad \frac{\gamma H}{c} \le 4: \quad \sigma_a \approx 0.3\gamma H$$

Огибающая для мягкой–средней глины равна нулю на поверхности, возрастает в верхней четверти и далее до основания остаётся постоянной (плато); огибающая для жёсткой глины возрастает в верхней четверти, постоянна на средней половине и в нижней четверти возвращается к нулю. Определяющим является большее из двух выражений.

Условия: глубина котлована ≳ 6 m; вода ниже дна; глина недренированная (поровое давление не учитывается).



Эквивалентное сцепление по Peck

ТЕОРИЯ

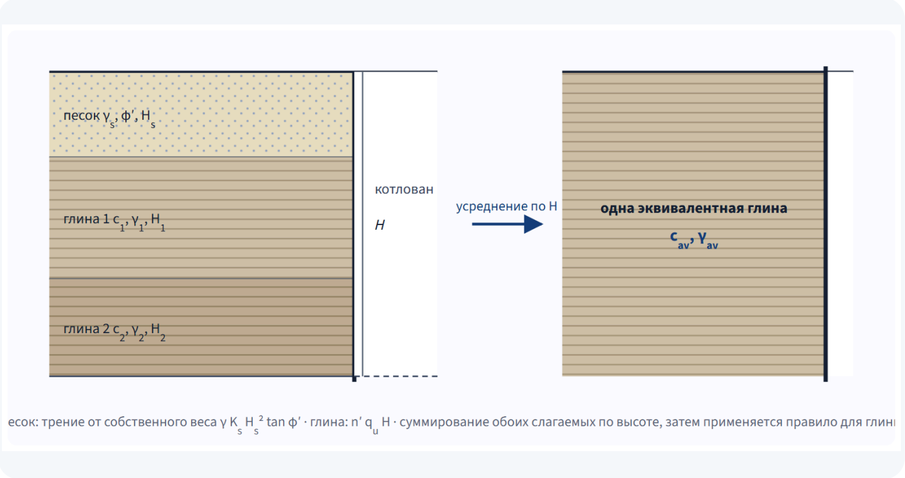
Если в котловане есть и песок, и глина, Peck заменил профиль **одной глиной**: по высоте усредняется прочность, которую грунт может мобилизовать. Песок вносит трение от собственного веса, глина — прочность на одноосное сжатие (уменьшенную с учётом прогрессирующего разрушения):

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + (H - H_s)\, n' q_u\right] \qquad \gamma_a = \frac{1}{H}\left[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c\right]$$

H_s, γ_s, φ'_s: высота, удельный вес и эффективный угол внутреннего трения песка; K_s — коэффициент бокового давления песка (≈ 1); $q_u = 2c$ — прочность глины при одноосном сжатии, γ_c — удельный вес водонасыщенного грунта; n' — коэффициент прогрессирующего разрушения, 0.5–1.0 (в среднем 0.75).

С c_{av} и γ_a огибающие для глины применяются по всей высоте; огибающая выбирается по $\gamma_a H / c_{av}$.

Если под песком залегает несколько слоёв глины, источник сначала осредняет их по мощности ($c_{av} = \Sigma c_i H_i / \Sigma H_i$, γ_{av}), затем объединяет эту эквивалентную глину с песком (как в случае National Plaza).



Условие

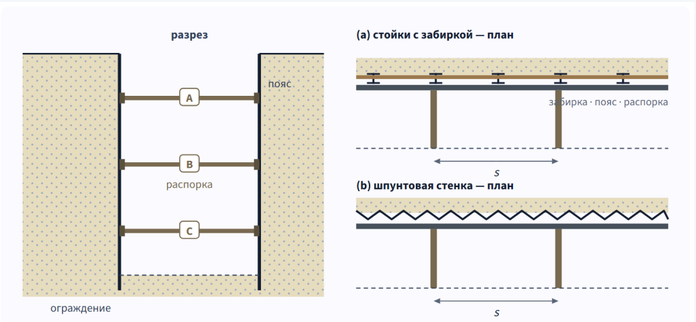
ПРИМЕР

Дано

Профиль	вверху $H_s = 3$ m песка ($\gamma_s = 17$ kN/m³, $\varphi'_s = 30^\circ$, $K_s = 1$), под ним глина ($\gamma_c = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa)
Котлован и коэффициент	$H = 7.0$ m; $n' = 0.75$ (среднее); также $n' = 0.5$ и 1.0

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

c_{av}, γ_a, $\gamma_a H/c_{av}$, тип огибающей и σ_a; результат при изменении n′.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Эквивалентное сцепление и удельный вес (n′ = 0.75)

$$c_{av} = \frac{1}{2(7)}\left[17(1)(3)^2\tan 30^\circ + (7-3)(0.75)(2\cdot 35)\right] = \frac{88.33+210.0}{14} = \mathbf{21.31}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(3)+(7-3)18}{7} = \mathbf{17.57}\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\gamma_a H}{c_{av}} = \frac{17.57(7)}{21.31} = \mathbf{5.77} > 4$$

Эквивалентная глина: c_{av} = **21.31 kPa**, γ_a = 17.57 kN/m³; $\gamma_a H/c_{av}$ = **5.77** > 4 → огибающая для мягкой–средней глины.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Огибающая мягкой–средней глины и чувствительность к n′

$$\sigma_a = \gamma_a H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_a H}\right] = 17.57(7) - 4(21.31) = \mathbf{37.75}\ \text{kPa}$$

n′	c_{av} (kPa)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	P_{max} (kN)
0.50	16.31	7.54	57.75	424.5
0.75	21.31	5.77	37.75	277.5
1.00	26.31	4.67	36.90	271.2

Эквивалентная глина: c_{av} = **21.31 kPa**, $\gamma_a H/c_{av}$ = 5.77 > 4: огибающая для мягкой и среднежёсткой глины, **σ_a = 37.75 kPa**. При n′ = 0.5 значение c_{av} снижается до 16.31, а σ_a возрастает до 57.8 kPa: коэффициент прогрессирующего разрушения сильно влияет на результат.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Условие

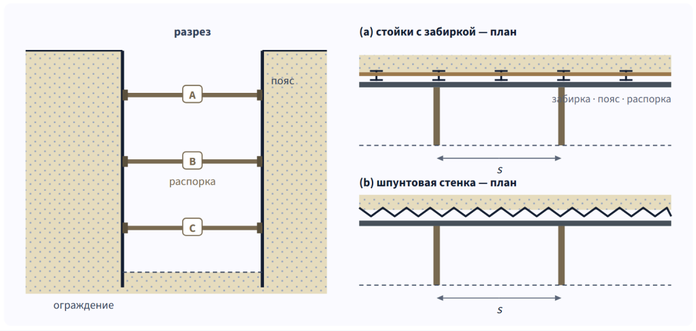
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**глубиной $H = 70$ ft $= 21.34$ m, шесть распорок; 13 ft песка под засыпкой, четыре слоя глины (таблица ниже, SI)**
Коэффициенты	$K_s = 1$, $\varphi'_s = 30^\circ$, $n' = 0.75$

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Среднее по толщине для глины $\mathbf{c_{av,clay}}$; $\mathbf{c_{av}}$, $\boldsymbol{\gamma_{av}}$, γH/c и $\boldsymbol{\sigma_a}$.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Профиль (SI) и осреднение по мощности слоёв для глины

Слой	Толщина (m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	Слагаемое вклада (kN/m)
Песчаная засыпка	3.96	17.28	—	156.6
Глина 1	10.06	19.95	19.2	289.0
Глина 2	3.35	20.42	33.5	168.6
Глина 3	1.83	21.21	95.8	262.7
Глина 4	2.13	21.21	191.5	612.9

$$c_{av,clay} = \frac{\Sigma c_i H_i}{\Sigma H_i} = \mathbf{51.16}\ \text{kPa}$$

Средневзвешенное по толщине значение для четырёх глин — **51.16 kPa**; член для песка $\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s$ = 156.6, член для глины $n' q_u \Sigma H_i$ = 1,333.2 kN/m.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Эквивалентное сцепление, удельный вес и огибающая

$$c_{av} = \frac{\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + n' q_u \Sigma H_i}{2H} = \frac{156.6 + 1{,}333.2}{2(21.34)} = \mathbf{34.91}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_{av} = \frac{\Sigma \gamma_i H_i}{H} = \mathbf{19.76}\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\gamma_{av} H}{c_{av}} = \frac{19.76(21.34)}{34.91} = \mathbf{12.08} > 4$$

$$\sigma_a = \gamma_{av} H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_{av} H}\right] = \mathbf{282.0}\ \text{kPa}$$

Применяется огибающая для мягкой и среднежёсткой глины: **σ_a = 282.0 kPa** (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma_{av}H/c_{av}$ = 12.08). Сравнение этой огибающей с наблюдаемыми усилиями в распорках приведено в разделе «Огибающие в реальных котлованах» (огибающая Peck больше примерно в 1.8 раза).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Добавляется рядом с огибающей

ТЕОРИЯ

Пригрузка q в огибающую не включается (эмпирические коэффициенты применялись бы и к ней); она передаётся как собственное равномерное давление по всей высоте, а в недренированной глине $K_a = 1$: $\mathbf{\Delta p_q = q}$.

Вода: огибающие для глин строятся для недренированного состояния, в полных напряжениях; вода в глине уже учтена в удельном весе и в недренированной прочности. Вода выше дна изображается и отмечается в примечании, отдельной нагрузкой не добавляется; она лишь изменяет вес грунта: ниже уровня воды принимается удельный вес водонасыщенного грунта, а в слое, пересекаемом уровнем воды, — среднее двух значений, взвешенное по толщине.

Поскольку толщина слоя песка определяет эквивалентную глину, на результат напрямую влияет **порядок слоёв** профиля: по мере увеличения толщины песка c_{av} изменяется (пример ниже).

$$\Delta p_q = K_a q = q \;\; (\varphi = 0 \Rightarrow K_a = 1)$$

$$\gamma = \frac{\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w)}{H}$$

Условие

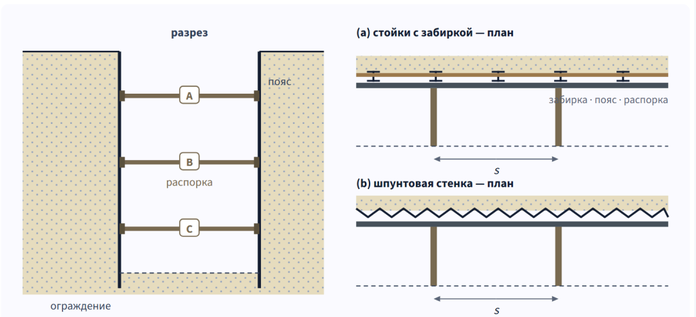
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**Котлован из примера 1 ($H = 7$ m, $n' = 0.75$): песок 3 m (начальный вариант)**
Изменения	**(a) песок толщиной 5 m (глина 2 m); (b) пригрузка $q = 10$ kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

В каждом случае — c_{av}, $\gamma_a H/c_{av}$, σ_a, суммарная нагрузка R и наибольшее усилие в распорке.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 (a) Песок 5 m: эквивалентная глина, повторно консолидированная

$$c_{av} = \frac{1}{14}\left[17(5)^2 \tan 30^\circ + (2)(0.75)(70)\right] = 25.03 \text{ kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(5) + 2(18)}{7} = 17.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_a = \max\left(\gamma_a H - 4c_{av},\ 0.3\gamma_a H\right) = \max(20.91, 36.31) = \mathbf{36.31} \text{ kPa}$$

При мощности песка 5 m эквивалентное сцепление становится 21.3 → **25.0 kPa**, а огибающую определяет **0.3γ$_a$H = 36.3 kPa**.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 (b) Пригрузка: отдельно $\Delta p_q = q = 10$ kPa; резюме трёх случаев

Состояние	c_{av} (kPa)	γ_a (kN/m³)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
Начальный котлован (песок 3 m)	21.31	17.57	5.77	37.75	231.2	277.5
(a) песок 5 m	25.03	17.29	4.84	36.31	222.4	266.9
(b) q = 10 kPa	21.31	17.57	5.77	37.75	301.2	351.0

С ростом толщины песка c_{av} изменяется с 21.3 до 25.0 kPa, а огибающая снижается с 37.8 до **36.3 kPa** (песок с трением вносит в прочность больше, чем глина; теперь определяющим становится член $0.3\gamma_a H$). Пригрузка огибающую не затрагивает: она лишь добавляет Δp_q = 10 kPa (R с 231.2 до 301.2 kN/m).

Проверить решение в GeoTerva ↗

От огибающей к усилиям в распорках

ТЕОРИЯ

Распорки — горизонтальные стойки: они воспринимают давление вдоль своих осей и изгибаются под собственным весом; несущая способность зависит от гибкости, а в широких котлованах могут потребоваться дополнительные элементы. Источник предлагает простой и консервативный метод определения нагрузки:

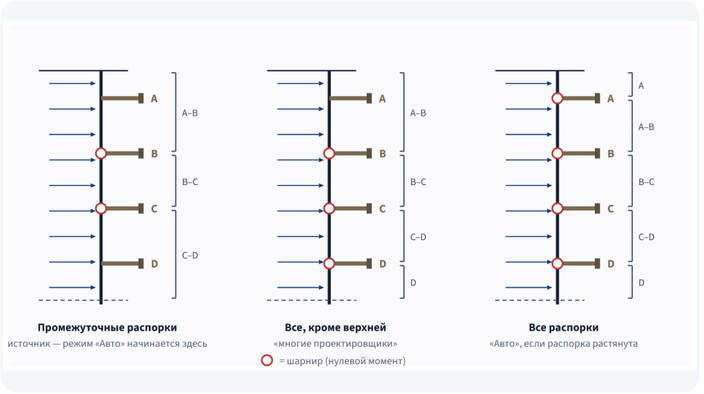
> Построить огибающую эпюры давления и ярусы креплений. Принимать шпунт **шарнирным на каждом ярусе креплений**, кроме самого верхнего и самого нижнего (многие проектировщики — на всех, кроме самого верхнего).

> Разделить стенку по шарнирам на **простые консоли на концах и простые балки между ними**; найти реакции каждой части методами статики (для котлована с четырьмя опорами — A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

> Нагрузка на распорку равна сумме воспринимаемых ею реакций × горизонтальный шаг s.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

Каждый участок статически определим: он опирается на две опоры; уравнения равновесия моментов и горизонтальных сил относительно одной из опор дают обе реакции. Поскольку распорка в шарнире принадлежит обоим участкам, она воспринимает **две реакции**. Реакции приведены на единицу длины стены (kN/m); s переводит их в усилие в распорке.



Условие

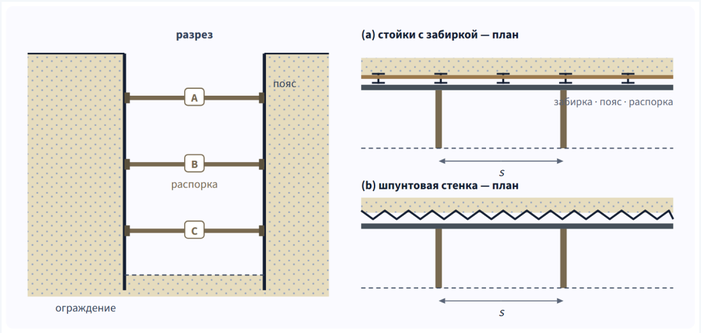
ПРИМЕР

Дано

Котлован	$H = 7.00$ m; $B = 6$ m; распорки $z = 1.00, 3.50, 6.00$ m (A, B, C); горизонтальный шаг $s = 3.00$ m
Давление	Пример 1: эквивалентная глина, огибающая для мягкой–средней глины $\sigma_a = 37.75$ kPa (возрастает в верхней четверти, далее постоянна до подошвы); шпунт имеет шарнир в опоре B (кроме самой верхней и самой нижней)

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Равнодействующая W частей и её плечо **z̄**; реакции **A**, **B_1**, **B_2**, **C**; нагрузки на распорки **P_A**, **P_B**, **P_C**.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Разделить огибающую по шарнирам на части; равнодействующая и плечо каждой части (глубина от верхней поверхности)

Часть	Диапазон (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	Опоры
1	0.00 – 3.50	99.09	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	132.12	5.250	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 Первая часть: равновесие моментов относительно первой опоры

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.09(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.14} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{53.95}\ \text{kN/m}$$

Первый участок передаёт на две опоры 53.95 и 45.14 kN/m; реакция самой верхней опоры (A) больше, поскольку включает и нагрузку консольной части.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Вторая часть

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{132.12(5.250 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{92.49} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{39.64}\ \text{kN/m}$$

4 Каждая распорка суммирует воспринимаемые реакции; нагрузка = сумма × s (s = 3.00 m)

Уровень	z (m)	Воспринимаемые реакции (kN/m)	Итого (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	53.95	53.95	**161.85**
B	3.50	45.14 + 39.64	84.78	**254.34**
C	6.00	92.49	92.49	**277.47**

Наибольшая нагрузка на распорку **P_C = 277.47 kN** (уровень C): именно она определяет подбор сечения распорки. Так как распорка B относится к двум участкам, в ней суммируются две реакции.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Максимальный момент и требуемый момент сопротивления

ТЕОРИЯ

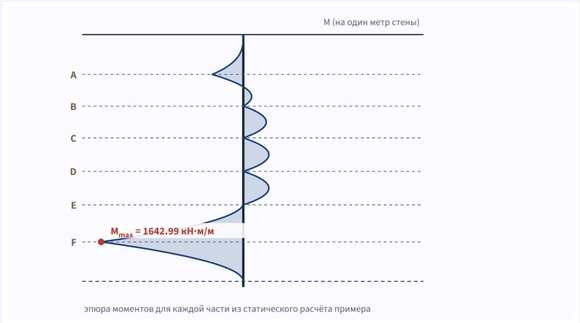
Шпунт рассчитывается по тем же участкам: на каждом участке находится наибольший изгибающий момент (там, где поперечная сила меняет знак: в пролёте или на опоре, где консоль сопрягается с распоркой); наибольший из них — расчётный момент на единицу длины стены. Требуемый момент сопротивления определяется по допускаемому напряжению при изгибе, и из таблицы выбирается сечение с моментом сопротивления не менее этого значения:

$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

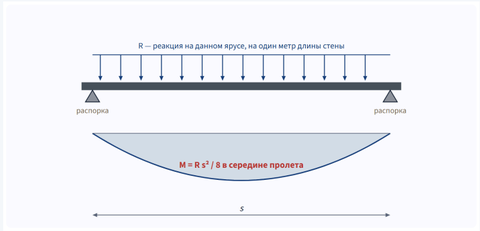
Распределительные пояса при надлежащем стыковании можно считать неразрезными; в запас надёжности на распорках они принимаются **шарнирно опёртыми**: простая балка пролётом s, нагрузкой служит реакция яруса R (на единицу длины стены) в виде распределённой нагрузки:

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Определяющим является уровень с наибольшей реакцией. Распределительные пояса иногда соединяются со шпунтовой стенкой в точках, обеспечивающих необходимую им боковую опору.



эпюра моментов для каждой части из статического расчёта примера



Условие

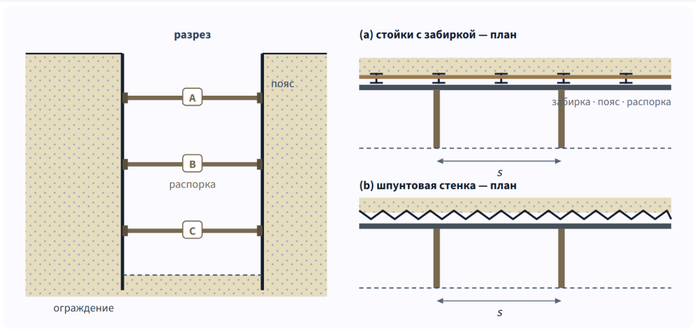
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**Котлован из примера 1 ($H = 7$ m, эквивалентная глина, $\sigma_a = 37.75$ kPa); распорки на 1.0 · 3.5 · 6.0 m; $s = 3.0$ m; шарнир в B**
Сталь	**допускаемое напряжение изгиба $\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

M_{max} шпунта и требуемый **S** (cm³/m);
M_{max} и **S** распределительного пояса (cm³) на уровне наибольшей реакции.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Шпунт: максимальный момент в каждой части

Часть	Диапазон (m)	M_{max} (kN·m/m)	Положение z (m)
1	0.00 – 3.50	26.99	2.30
2	3.50 – 7.00	20.81	4.55

2 Требуемый момент сопротивления

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{26.99}{170{,}000} = 0.0001588 \text{ m}^3/\text{m} = \mathbf{158.8} \text{ cm}^3/\text{m}$$

В шпунте **M_{max} = 26.99 kN·m/m** (участок 1, z = 2.30 m): **S ≥ 158.8 cm³/m**.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Распределительный пояс: простая балка на каждом уровне (s = 3.000 m)

Уровень	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{allow} (cm³)
A	53.95	60.69	357
B	84.78	95.38	561
C	92.49	104.05	612

Наибольшая реакция действует **на уровне C** (R = 92.49 kN/m): распределительный пояс подбирается по **M_{max} = 104.05 kN·m, S ≥ 612 cm³**; пояса на других уровнях могут быть меньше.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Расчётные усилия, класс, изгиб и потеря устойчивости

ТЕОРИЯ

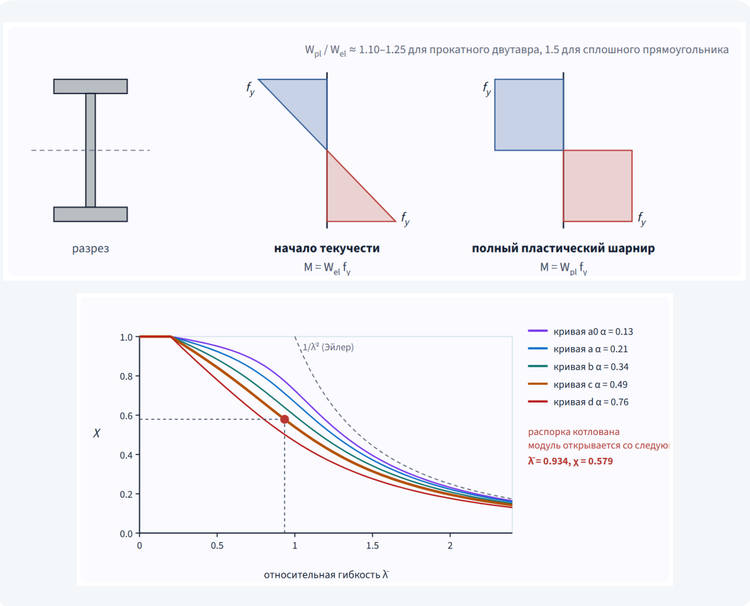
Нагрузки, полученные из огибающей, являются **рабочими значениями** (огибающая Peck — верхняя граница измеренных нагрузок); они один раз переводятся в расчётное значение: $E_d = \gamma_F E_k$. Каждый элемент проверяется по пределу текучести стали своего класса (f_y); сечение задаётся **моментом сопротивления** элемента (шпунтовая стенка: W_{el} на метр длины; распределительный пояс: W; распорка: A и I относительно слабой оси).

$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{класс 1–2}),\ W_{el}\ (\text{класс 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Распорка теряет устойчивость относительно слабой оси: I — малый момент инерции, $L_{cr} = K\,L_b$ — расчётная длина (ширина котлована, если между ними не проходят стойка ограждения или крестовые связи). α принимается по кривой потери устойчивости (кривая c: 0.49).

Для шпунта то же сопротивление относится к единице ширины (EN 1993-5; проскальзывание в замках β_B для U-образных профилей, 1.0 для Z-образных). Поскольку сжатая полка распределительного пояса прилегает к стенке, потеря устойчивости плоской формы изгиба не является определяющей.



Условие

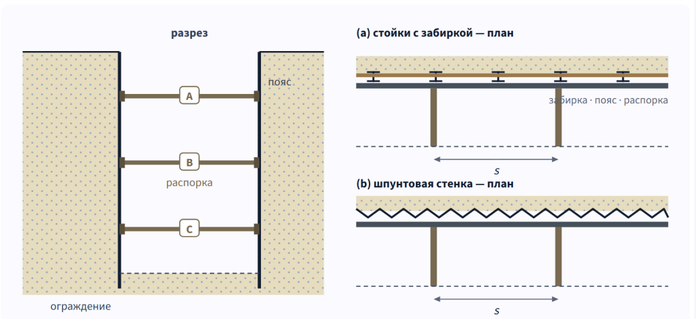
ПРИМЕР

Дано

Котлован и нагрузки	**Котлован из примера 1 и нагрузки из примера 4:** $P_{max} = 277.47$ **kN**
Элементы	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$**: шпунт** $W_{el} = 600$ **cm³/m; распределительный пояс** $W_{el,y} = 1\,000$ **cm³; распорка** $A = 65.7$ **cm², **$I = 3\,598$ **cm⁴, кривая c,** $L_{cr} = 6.00$ **m**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

η (≤ 1) для шпунта, наиболее нагруженного пояса и наиболее нагруженной распорки.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Шпунт и пояс (изгиб): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(26.99)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.44}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(104.05)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{140.47}{275.0} = \mathbf{0.511}$$

Шпунт η = **0.221**, распределительный пояс η = **0.511**: оба элемента достаточны ($\eta \leq 1$).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Распорка (продольный изгиб): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(277.47) = 374.58$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \quad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4 \text{ kN}$$

η_{strut} = 374.6 / 1,046.4 = **0.358**. Все три элемента удовлетворяют условию ($\eta \le 1$); в распорке определяющим является **продольный изгиб** ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

Проверить решение в GeoTerva ↗

LRFD или ASD; классы сечений, изгиб, срез, кривая устойчивости колонны

ТЕОРИЯ

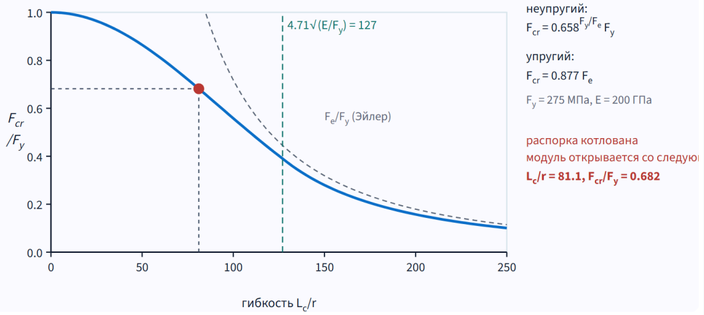
Каждый элемент проверяется по **номинальной прочности R_n**, определяемой из положений о сжатии, изгибе и срезе. В LRFD нагрузка умножается на коэффициенты, а прочность уменьшается на φ; в ASD эксплуатационная нагрузка сравнивается с прочностью, делённой на коэффициент запаса Ω:

$$R_u \le \phi R_n \text{ (LRFD)} \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \text{ (ASD)} \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

Нагрузки, полученные из огибающей, представляют собой **боковое давление грунта H** по ASCE 7-22: в сочетаниях LRFD оно входит с коэффициентом 1.6 везде, где добавляется к нагрузке (в креплениях котлованов — всегда), а в ASD — с коэффициентом 1.0. Шпунтовая стенка и распределительный пояс, заданные в модуле, принимаются с прочностью, заявленной модулем: F_yZ для компактного сечения, F_yS — до первой текучести. Поскольку пояс удерживается стенкой от боковых смещений, $L_b = 0$, и изгибно-крутильная потеря устойчивости не является предельным состоянием.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \text{ в противном случае } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

Единая кривая для колонн подходит для любого сечения (выбирать кривую, как в EN 1993-1-1, не требуется); r — наименьший радиус инерции, $L_c = K\,L_b$ — расчётная длина; рекомендуется $L_c/r \le 200$. В отличие от EN 1993-1-1, AISC не уменьшает прочность на изгиб из-за поперечной силы.



Условие

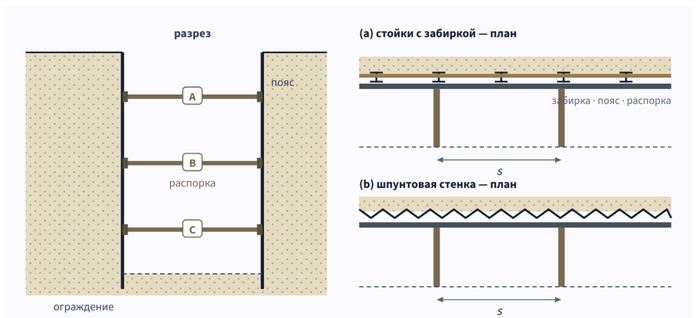
ПРИМЕР

Дано

Котлован и нагрузки	**Котлован из примера 1 и нагрузки из примера 4:** $P_{max} = 277.47$ **kN**
Элементы	**Элементы из примера 6 (S275,** $F_y = 275$ **MPa);** $E = 200$ **GPa; LRFD** $\gamma_H = 1.6$**,** $\phi_c = \phi_b = 0.90$**; ASD** $\Omega_c = 1.67$**,** $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для наиболее нагруженной распорки — L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n; отношения по LRFD и ASD; отношение по LRFD для шпунта и распределительного пояса.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Распорка: кривая устойчивости колонны (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 187.4 \times 6\,570 \text{ mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5} \text{ kN}$$

Для распорки **номинальная прочность P_n = 1,231.5 kN**; гибкость L_c/r = 81.1, область неупругой потери устойчивости (предел 127).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Отношения LRFD и ASD (P = 277.47 kN)

LRFD: $P_u = 1.6(277.47) = 444.0$ kN $\leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3$ kN $\quad \eta = \mathbf{0.401}$

ASD: $P_a = 277.47$ kN $\leq \dfrac{P_n}{\Omega_c} = \dfrac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4$ kN $\quad \eta = \mathbf{0.376}$

Распорка: LRFD η = **0.401**, ASD η = **0.376**. Шпунтовая стенка (LRFD) 0.291, распределительный пояс 0.673; по EN 1993-1-1 они составляли 0.221, 0.511 и 0.358.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Нижележащая глина воспринимает нагрузку, соседние слои создают сдвиг и пригрузку

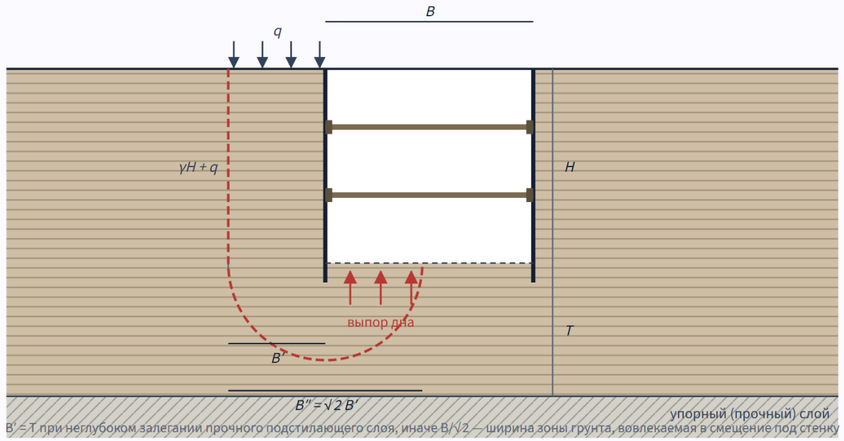
ТЕОРИЯ

Дно котлована в глине может выпирать вверх под действием веса соседнего грунта (колонна Terzaghi, поправка Chang). Формула выведена для однородной глины; модуль применяет её **в слоистом разрезе с помощью расширения GeoTerva**:

$$FS = \frac{5.14\,c\left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\,B'$$

c: глина под дном котлована (член несущей способности); **c_{side}**: среднее сцепление по удерживаемой высоте (песок принимается равным нулю; член сопротивления сдвигу по боковым поверхностям); **$\sigma_v(H)$**: полное бытовое напряжение на уровне дна котлована у его края ($\Sigma\gamma_i H_i$).

B — ширина котлована, L — длина в плане, T — жёсткий слой под дном; заглубление стенки не учитывается (в запас). Требуемое FS ≈ **1.5**.



Условие

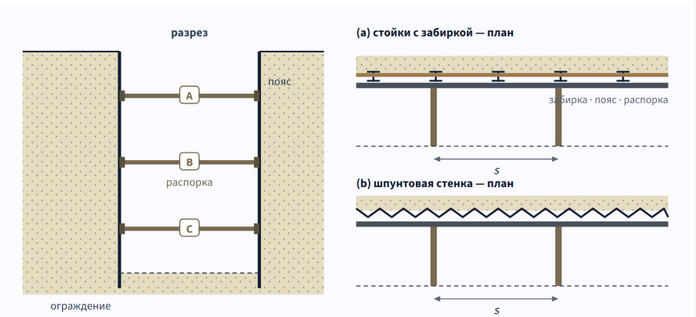
ПРИМЕР

Дано

Начальный котлован	$H = 7$ m, $B = 6$ m, $L = 20$ m, глина $T = 4$ m ниже дна; сверху 3 m песка ($\gamma = 17$), ниже глина ($\gamma = 18$, $c = 35$ kPa)
Сравнение	если бы песок был толщиной 5 m (глина 2 m)

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

c_{side}, $\sigma_v(H)$, B' и **FS** (≥ 1.5?); как изменится FS при увеличении толщины песка?



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Из соседних слоёв: среднее сцепление и бытовое напряжение

$$c_{side} = \frac{0\,(3) + 35\,(4)}{7} = \mathbf{20.0}\ \text{kPa}\ \ \text{(песок равен нулю)} \qquad \sigma_v(H) = 17(3) + 18(4) = \mathbf{123}\ \text{kPa}$$

$$B/\sqrt{2} = 4.24\ \text{m} > T = 4\ \text{m} \ \Rightarrow\ B' = 4.00\ \text{m}, \quad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

2 Коэффициент запаса (слагаемое несущей способности: глина ниже подошвы c = 35 kPa)

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{20(7)}{4.00}}{123} = \frac{190.1 + 35.0}{123} = \mathbf{1.83}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

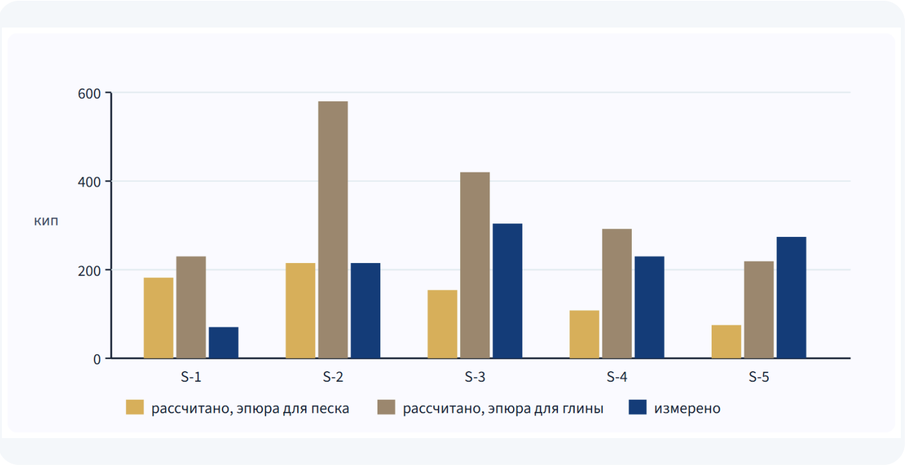
Коэффициент запаса против выпора дна **1.83** (≥ 1.5). При толщине песка 5 m боковое сцепление снижается до 10 kPa, напряжение от вышележащего грунта — до 121 kPa, а FS падает до **1.72**: по мере утолщения песчаного слоя доля бокового сопротивления сдвигу уменьшается.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Бостон и Чикаго: анализ практических случаев

ТЕОРИЯ

Boston (опытный участок B): глубина 17.7 m, пять распорок; профиль ограничен двумя огибающими — для песка и для глины (огибающая для песка 53.5 kPa, огибающая для мягкой–средней глины 146.1 kPa); измеренные нагрузки оказались сильно отличными от обеих оценок, распорки были рассчитаны на нагрузку, намного превышающую измеренную. **Chicago, National Plaza**: глубина 21.3 m, шесть распорок; профиль приведён к эквивалентной глине (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, γH/c = 12.08, σ_a = 282.0 kPa). Огибающая Peck дала давление примерно в **1.8 раза** больше наблюдаемого: огибающая, проведённая вокруг многих котлованов, для одного котлована консервативна; в том же грунте опыт натурных наблюдений может значительно сократить излишний запас в проекте.



Допущения метода

ТЕОРИЯ

Огибающие составлены по данным котлованов глубже примерно 6 m; **огибающая не является фактическим давлением на стену в какой-либо момент времени**: она даёт безопасное усилие в креплении, а не перемещение стены. Глина — недренированная, песок — дренированный.

Профиль «песок + глина» приводится к **одной эквивалентной глине** (c_{av}, γ_a); огибающая выбирается по $\gamma_a H/c_{av}$. Несколько слоёв глины предварительно осредняются по толщине. $K_s \approx 1$ и $n' = 0.75$ — средние значения; изменение n' в пределах 0.5–1.0 сильно влияет на результат.

Пригрузка добавляется отдельно ($\Delta p = q$); вода изменяет только удельный вес. **Шпунтовая стенка** — цепочка статически определимых балок с шарнирами; **распределительные пояса** — простые пролёты между распорками. Сталь проверяется по EN 1993-1-1 (класс 4 не проектируется) или по AISC 360-22.

Выпор дна котлована проверяется по слоистому расширению GeoTerva формулы, выведенной для однородной глины; заглубление шпунтовой стенки не учитывается.

Ожидаются боковые перемещения при разработке котлована и потеря грунта вокруг него; при наличии твёрдого слоя шпунт заглубляется в него.

Резюме

Главное

Эквивалентная глина: $c_{av} = [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s + (H - H_s) n' q_u]/(2H)$, $\gamma_a = [\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c]/H$; в примере 21.31 kPa и 17.57 kN/m³

Огибающая: $\gamma_a H/c_{av} = 5.77 > 4$ → огибающая для мягкой–средней глины $\sigma_a = \gamma_a H[1 - 4c_{av}/\gamma_a H] = 37.75$ kPa; $n' = 0.5$ → 57.75 kPa

National Plaza: $c_{av,clay} = 51.16$, $c_{av} = 34.91$ kPa, $\gamma_{av} = 19.76$ kN/m³, $\gamma H/c = 12.08$ → $\sigma_a = 282.0$ kPa (≈ в 1.8 раза больше наблюдаемого)

Усилие в креплении и подбор сечений: $P_{max} = 277.47$ kN; для шпунта $M_{max} = 26.99$ kN·m/m; для пояса M = 104.05 kN·m

Сталь: EN 1993-1-1 η = 0.221 / 0.511 / 0.358; AISC LRFD, распорка 0.401, ASD 0.376

Выпор грунта дна котлована (слоистый грунт): $c_{side} = 20$ kPa, $\sigma_v(H) = 123$ kPa, FS = 1.83 ≥ 1.5

Список литературы

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Глава 15, «Braced Cuts»; настоящая страница составлена по этому материалу.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

ПРИМЕЧАНИЕ

Все числовые примеры получены с помощью собственного расчётного ядра модуля; модуль даёт те же значения. Примеры расчёта на странице модуля — случай National Plaza (Chicago) и начальный котлован модуля (H = 7 m, песок 3 m + глина).

GeoTerva

Геотехнические расчёты онлайн

От теории к практике

Введите в GeoTerva слои песка и глины своего котлована, уровни распорок, пригрузку и свои элементы; модуль одновременно выдаёт эквивалентную глину, огибающую, нагрузки на распорки, моменты в шпунтовой стенке и распределительном поясе, проверку стали и выпор дна.

Открыть модуль →

Страница теории →

Открыть на телефоне

Для пробных модулей регистрация не требуется.