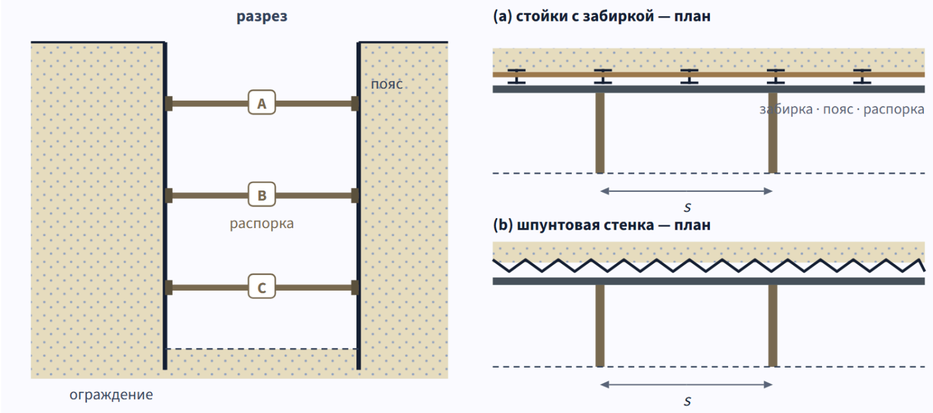
Презентация лекции по геотехнике · Шпунтовые стены и котлованы с креплением

Котлован с распорным креплением в глине

Лекция: котлован с креплением распорками в глине; огибающие давления для глины, трещина отрыва, усилия в распорках, подбор сечений шпунта и распределительного пояса, проверка стальных элементов и выпор дна котлована; пример расчёта по каждой теме.



- Крепление котлована
- Огибающая Peck (глина)
- Трещина отрыва · первая распорка
- Распорка · пояс · шпунт
- Выпор дна котлована

Что мы изучим на этой лекции?

- Почему давление в котловане с распорным креплением **не определяется по Rankine** и как по измеренным нагрузкам строятся **огибающие**
- Две огибающие для глины по **числу устойчивости γH/c**: мягкая–средняя глина (γH/c > 4) и твёрдая глина (≤ 4)
- Добавление **пригрузки** в виде отдельного давления; то, что вода в глине изменяет лишь удельный вес; **трещина отрыва $z_c = 2c/\gamma$** и первая распорка
- Определять по огибающей **усилия в опорах** (шарнирные участки) и подбирать сечения **шпунта** и **распределительного пояса**
- Проверку стали по **EN 1993-1-1 и AISC 360-22**
- Проверка **выпора грунта дна котлована** в глине (столб Terzaghi, поправка Chang)

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

Пример котлована: глина (γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, φ = 0), глубина H = 7.00 m, ширина B = 6.00 m; распорки на глубинах 1.00 · 3.50 · 6.00 m, шаг по горизонтали s = 3.00 m. Усилия приведены на 1 m длины стены (нагрузки на распорки умножены на s).

Система крепления и её элементы

ТЕОРИЯ

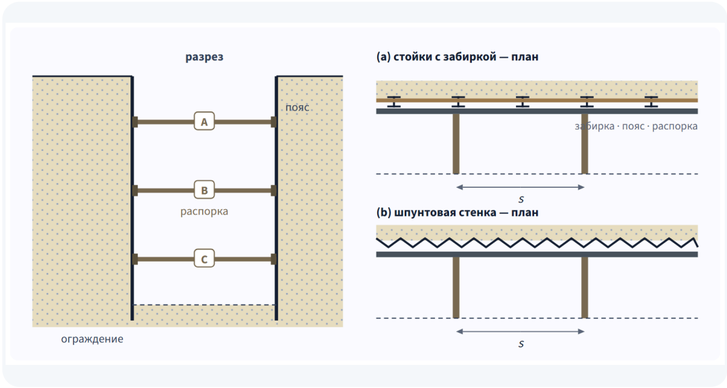
Глубокие котлованы с вертикальными стенками (городские подвалы, тоннели открытого способа работ) удерживаются временной **системой крепления**. Распространены две схемы: заранее забитые **вертикальные сваи** (стальные или деревянные), между которыми по мере разработки котлована устанавливается горизонтальная 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

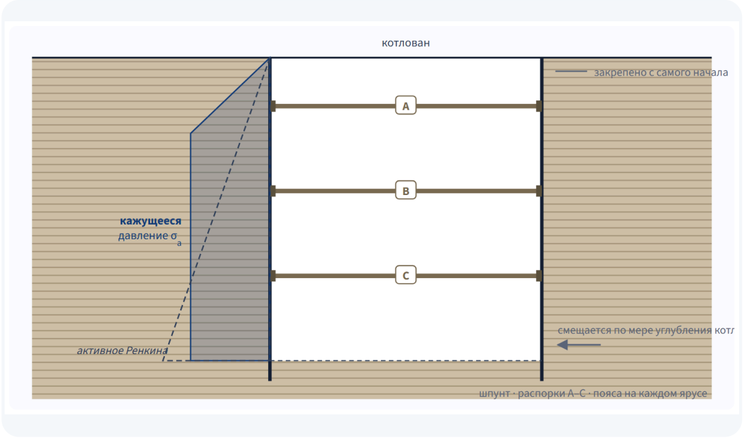
Консольная подпорная стена поворачивается вокруг своей подошвы, и активное давление Rankine (нуль вверху, наибольшее внизу) хорошо её описывает. **Стена с креплением перемещается в обратном направлении**: первая распорка ставится, пока котлован мелок, поэтому верхняя часть почти не смещается; каждая 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

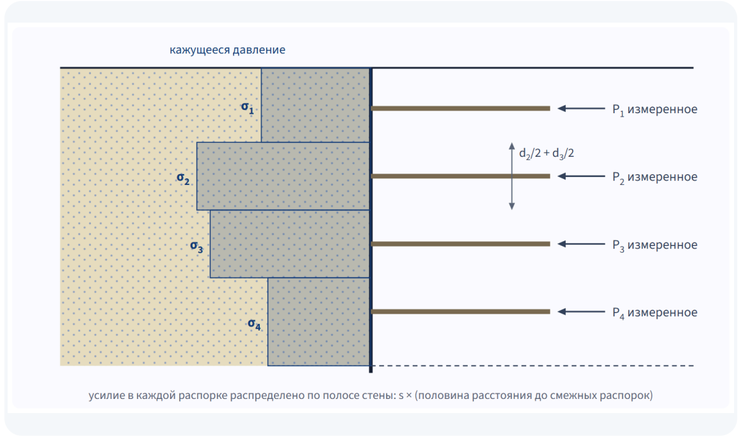
Давление изменяется от точки к точке, и каждая распорка должна рассчитываться на **наибольшую нагрузку**, с которой она может столкнуться. Для этого строятся огибающие: в котловане с измерительной аппаратурой измеряется нагрузка на каждую распорку, делится на полосу стенки, которую эта распорка удерживает (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

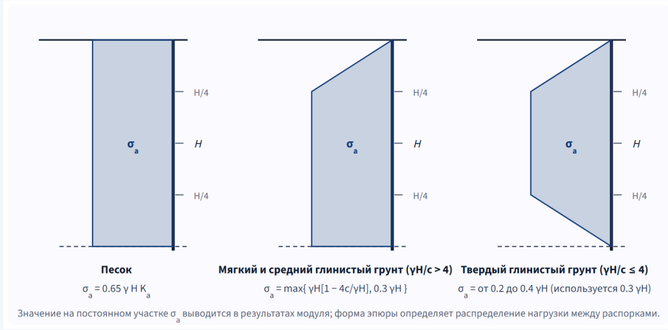
ТЕОРИЯ

В глине форма огибающей определяется **числом устойчивости γH/c** (c — недренированное сцепление, φ = 0). **Мягкая–средняя глина** при γH/c > 4 в процессе разработки котлована нагружается далеко за пределами своей прочности:

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

Огибающая на поверхности равна нулю, в верхней четверти линейно возрастает и далее остаётся постоянной до низа; определяющим является большее из двух выражений. **Твёрдая глина** ближе к своему упругому диапазону:

$$\frac{\gamma H}{c} \le 4: \quad \sigma_a = 0.2\gamma H \text{ с } 0.4\gamma H \ \ (\text{среднее } 0.3\gamma H)$$



В жёсткой глине огибающая возрастает в верхней четверти, постоянна в средней половине и в нижней четверти возвращается к нулю. Условия те же, что для огибающей в песке (глубина ≳ 6 m, вода ниже дна котлована, глина недренированная).

Если котлован проходит через несколько глин, источник осредняет их по мощности: $c_{av} = \Sigma c_i H_i / H$, $\gamma_{av} = \Sigma \gamma_i H_i / H$, после чего огибающие для глины применяются со средними значениями.

Условие

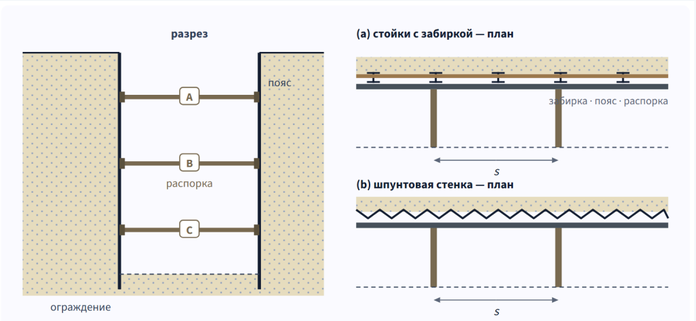
ПРИМЕР

Дано

Начальный котлован	$H = 7.0$ **m,** $\gamma = 18$ **kN/m³,** $c = 35$ **kPa**
Более мягкая глина	**тот же котлован,** $c = 20$ **kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для обеих глин: **γH/c**, тип огибающей и **σ_a**.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Начальная глина (c = 35 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{18(7)}{35} = \mathbf{3.60} \;\leq 4 \;\Rightarrow\; \text{твёрдая глина}$$

$$\sigma_a = 0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = \mathbf{37.80}\ \text{kPa}$$

2 Более мягкая глина (c = 20 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{126}{20} = \mathbf{6.30} \;> 4 \;\Rightarrow\; \text{глина мягкой–средней консистенции}$$

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right] = 126(1 - 0.635) = \mathbf{46.00}\ \text{kPa} \;\geq 0.3\gamma H = 37.8$$

Начальная глина принимается жёсткой: σ_a = **37.80 kPa** (наибольшая нагрузка на распорку P = 271.3 kN). При снижении сцепления до 20 kPa котлован переходит к поведению мягкой–средней глины: σ_a = **46.0 kPa**, и нижняя часть огибающей становится постоянным плато (P = 338.1 kN).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Рядом с огибающей; с удельным весом; положение первой распорки

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 $K_a = 1$: **$\Delta p_q = q$**.

Вода: огибающие для глины представляют собой недренированные расчётные схемы в полных напряжениях; вода в глине уже учтена в удельном весе и недренированной прочности. Вода выше дна котлована изображается и отмечается, но отдельной нагрузкой не добавляется; единственное, что она изменяет, — вес грунта: ниже уровня воды принимается удельный вес водонасыщенного грунта, а в слое, пересечённом уровнем воды, — среднее из двух значений, взвешенное по толщине: $\gamma = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$.

Трещина отрыва: поверхность глины может стоять без крепления до глубины, на которой трещина отрыва смыкается (глубина, на которой активное давление по Rankine для связного грунта равно нулю). При $\varphi = 0$ $K_a = 1$; первую распорку следует устанавливать **выше** этой глубины, чтобы ограждение не опиралось на открытую поверхность, которую глина удержать не может.

$$\Delta p_q = q \qquad z_c = \frac{2c}{\gamma}\ (q = 0), \qquad z_c = \frac{2c - q}{\gamma}\ \text{(пригрузка q)}$$



Условие

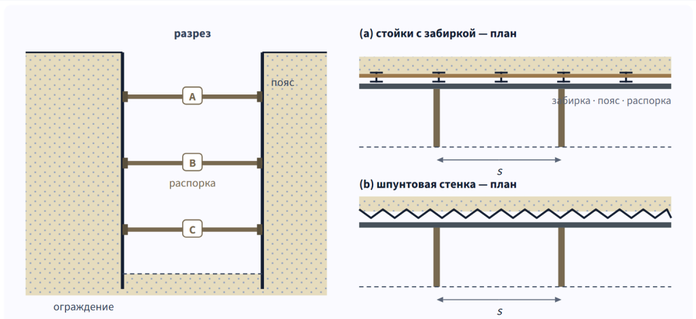
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**Начальный котлован из примера 1 ($H = 7$ m, $\gamma = 18$, $\gamma_{sat} = 19$ kN/m³, $c = 35$ kPa); первая распорка на $z = 1.0$ m**
Случаи	**(a) q = 0, воды нет; (b) пригрузка $q = 10$ kPa; (c) подземные воды $z_w = 3$ m**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

z_c, уместно ли положение первой распорки; в (c) **$\bar{\gamma}$** и **$\bar{\gamma}H/c$**; в каждом случае суммарная нагрузка R и наибольшее усилие в распорке.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Трещина отрыва и первая распорка

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2(35)}{18} = \mathbf{3.889}\ \text{m}\ > 1.00\ \text{m}\ \checkmark$$

$$z_c = \frac{2c - q}{\gamma} = \frac{70 - 10}{18} = 3.333\ \text{m}\ \ (q = 10\ \text{kPa})$$

Первая распорка (z = 1.0 m) находится значительно выше глубины трещины отрыва (3.89 m): приемлемо. При пригрузке глубина трещины уменьшается до 3.33 m.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Вода (c): $\bar{\gamma} = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$; сводка трёх случаев

$$\bar{\gamma} = \frac{18(3) + 19(4)}{7} = 18.571 \text{ kN/m}^3 \qquad \frac{\bar{\gamma} H}{c} = \frac{18.571(7)}{35} = 3.714$$

$$\sigma_a = 0.3\bar{\gamma} H = 39.00 \text{ kPa}$$

Состояние	γH/c	σ_a (kPa)	z_c (m)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
(a) q = 0, без воды	3.60	37.80	3.89	198.4	271.3
(b) q = 10 kPa	3.60	37.80	3.33	268.4	334.3
(c) вода, z_w = 3 m	3.71	39.00	—	204.8	279.8

Пригрузка добавляет только $\Delta p_q = q$ = 10 kPa (R 198.4 → 268.4 kN/m); вода лишь повышает $\bar{\gamma}$ до 18.57 kN/m³ (σ_a 37.8 → 39.0 kPa).

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:

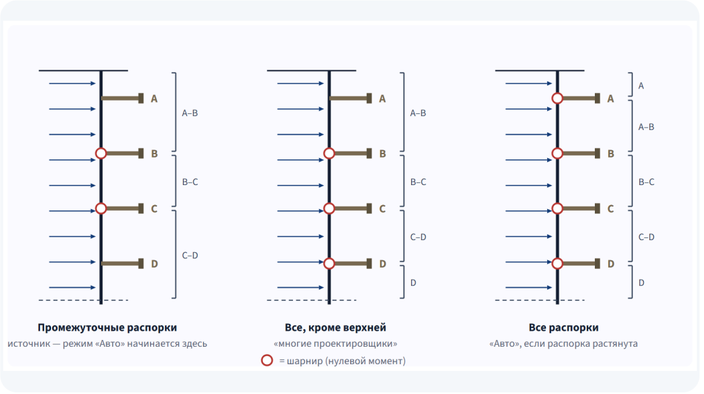
> Построить огибающую эпюры давления и ярусы креплений. Принимать шпунт **шарнирным на каждом ярусе креплений**, кроме самого верхнего и самого нижнего (многие проектировщики — на всех, кроме самого верхнего).

> 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

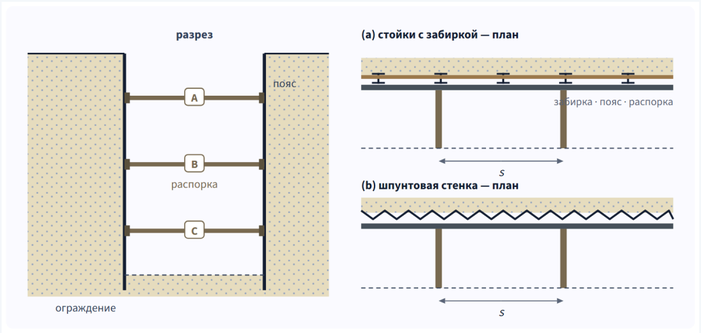
ПРИМЕР

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: твёрдая глина (γH/c = 3.6): трапециевидная огибающая $\sigma_a = 0.3\gamma H = 37.8$ kPa (возрастает в верхней четверти, в нижней четверти снижается до нуля); шпунтовая стенка шарнирно закреплена в опоре B (кроме самого верха и самого низа)

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	99.23	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	99.23	4.861	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 Первая часть: равновесие моментов относительно первой опоры

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.23(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.20} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{54.02}\ \text{kN/m}$$

Первый участок передаёт на две опоры 54.02 и 45.21 kN/m; реакция самой верхней опоры (A) больше, поскольку включает и нагрузку консольной части.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Вторая часть

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{99.23(4.861 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{54.02} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{45.20}\ \text{kN/m}$$

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	54.02	54.02	**162.06**
B	3.50	45.21 + 45.21	90.42	**271.26**
C	6.00	54.02	54.02	**162.06**

Наибольшая нагрузка на распорку **P_B = 271.26 kN** (уровень B): 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

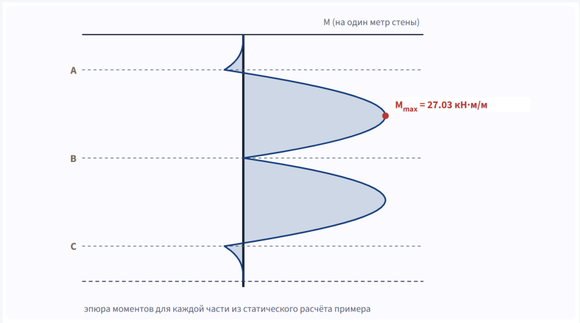
Шпунт рассчитывается по тем же участкам: на каждом участке находится наибольший изгибающий момент (там, где поперечная сила меняет знак: в пролёте или на опоре, где консоль сопрягается с распоркой); наибольший из них — расчётный момент на единицу длины стены. Требуемый момент сопротивления определяется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

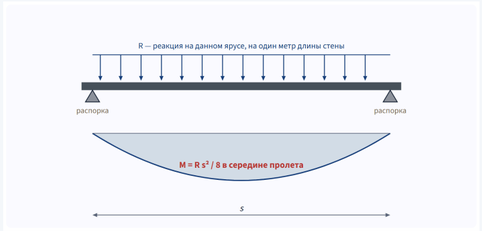
$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

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.





Условие

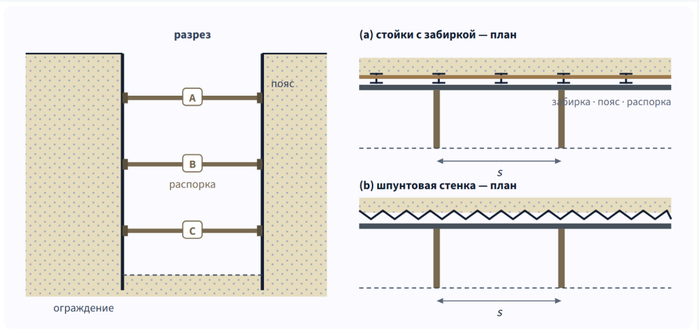
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**Котлован из Примера 1 ($H = 7$ m, твёрдая глина, $\sigma_a = 37.8$ kPa); распорки на 1.0 · 3.5 · 6.0 m; шаг по горизонтали $s = 3.0$ m; шарнир в точке 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	27.03	2.30
2	3.50 – 7.00	27.03	4.70

2 Требуемый момент сопротивления

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{27.03}{170{,}000} = 0.0001590 \text{ m}^3/\text{m} = \mathbf{159.0} \text{ cm}^3/\text{m}$$

В шпунте **M_{max} = 27.03 kN·m/m** (участок 1, z = 2.30 m): **S ≥ 159.0 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	54.02	60.77	357
B	90.42	101.72	598
C	54.02	60.77	357

Наибольшая реакция действует **на уровне B** (R = 90.42 kN/m): распределительный пояс подбирается по **M_{max} = 101.72 kN·m, S ≥ 598 cm³**; пояса на других уровнях могут быть меньше.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Расчётные усилия, класс, изгиб и потеря устойчивости

ТЕОРИЯ

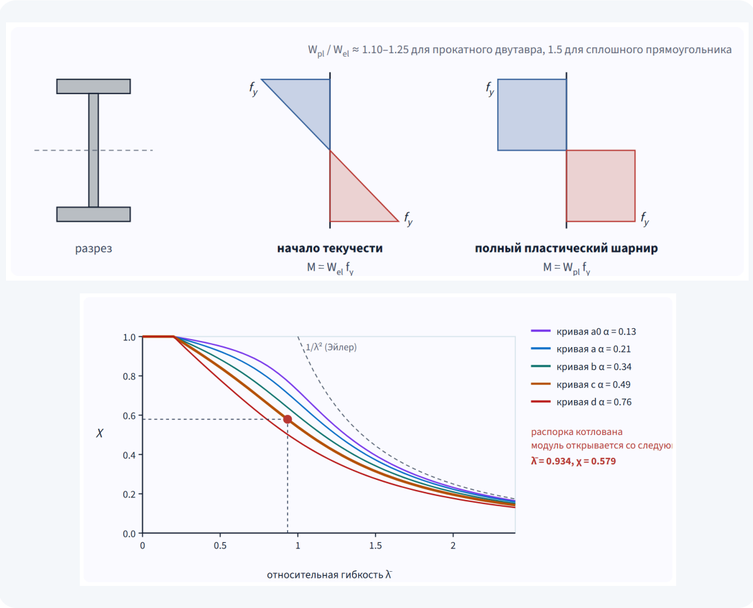
Нагрузки, полученные из огибающей, являются **рабочими значениями** (огибающая Peck — верхняя граница измеренных нагрузок); они один раз переводятся в расчётное значение: $E_d = \gamma_F E_k$. Каждый элемент проверяется по пределу текучести стали своего класса (f_y); сечение задаётся **моментом сопротивления** 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

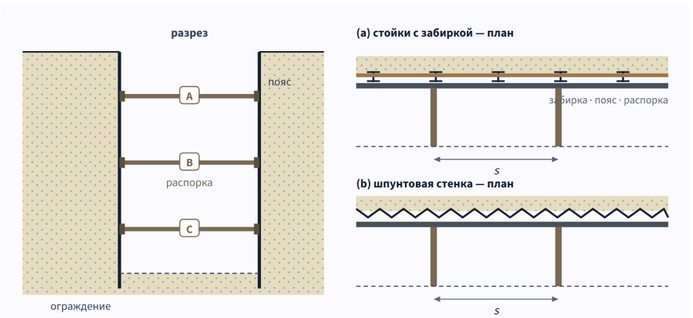
ПРИМЕР

Дано

Котлован и нагрузки	**Котлован из примера 1 и нагрузки из примера 3: $P_{max} = 271.26$ kN (распорка B)**
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): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(27.03)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.49}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(101.72)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{137.33}{275.0} = \mathbf{0.499}$$

Шпунт η = **0.221**, распределительный пояс η = **0.499**: оба элемента достаточны (η ≤ 1).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Распорка (продольный изгиб): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(271.26) = 366.20$ kN

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

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

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

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

η_{strut} = 366.2 / 1,046.4 = **0.350**. 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

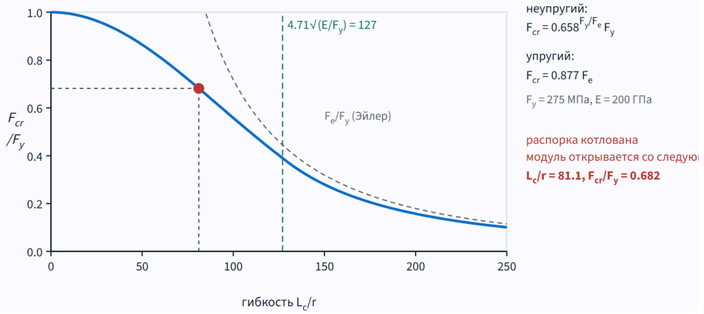
Каждый элемент проверяется по **номинальной прочности R_n**, определяемой из положений о сжатии, изгибе и срезе. В LRFD нагрузка умножается на коэффициенты, а прочность уменьшается на φ; в ASD эксплуатационная нагрузка сравнивается с прочностью, делённой на коэффициент запаса Ω:

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

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

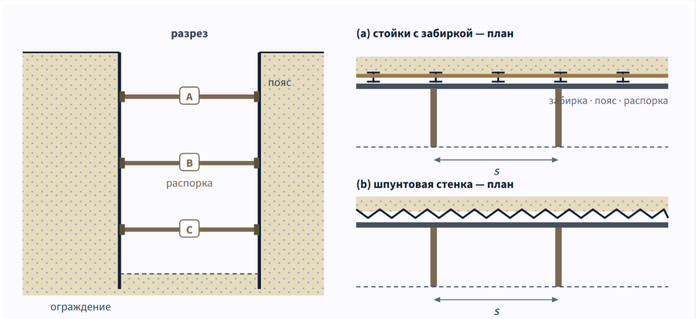
ПРИМЕР

Дано

Котлован и нагрузки	**Котлован из примера 1 и нагрузки из примера 3: $P_{max} = 271.26$ kN (распорка B)**
Элементы	**Элементы из примера 5 (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 = 271.26 kN)

LRFD: $P_u = 1.6(271.26) = 434.0$ kN $\leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3$ kN $\quad \eta = \mathbf{0.392}$

ASD: $P_a = 271.26$ kN $\leq \dfrac{P_n}{\Omega_c} = \dfrac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4$ kN $\quad \eta = \mathbf{0.368}$

Распорка: LRFD η = **0.392**, ASD η = **0.368**. Шпунтовая стенка (LRFD) 0.291, распределительный пояс 0.658; по EN 1993-1-1 они составляли 0.221, 0.499 и 0.350.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Колонна Terzaghi, поправка Chang

ТЕОРИЯ

Котлован с креплением может потерять устойчивость и без разрушения распорок: вес грунта рядом с котлованом и пригрузка выдавливают глину под дном внутрь и вверх. Грунтовый столб шириной B′ опирается на глину на уровне дна с несущей способностью cN_c (N_c = 5.7); сопротивление сдвигу cH по боковым граням его разгружает:

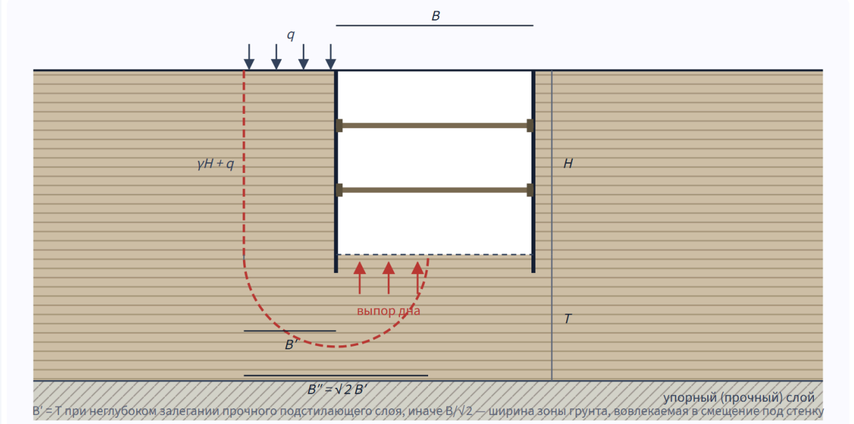
$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H + q - cH/B'}$$

Уравнение **скорректировано по трём пунктам**: сдвигающее усилие по боковым граням не уменьшает нагрузку, а **добавляет сопротивление**; полоса основания шириной B″ работает как фундамент, нагруженный снизу вверх; поскольку дно котлована неограниченно, N_c = 5.14 (гладкий фундамент):

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

B — ширина котлована, L — длина в плане, T — толщина глины ниже дна; q — пригрузка рядом с котлованом. В полностью обрушившихся котлованах FS ≈ 1, в котлованах с частичным или незначительным обрушением значение несколько выше; требуемое FS ≈ **1.5**.

В однородной глине при FS < 1.5 шпунт погружается глубже (как правило, не более чем на B/2 ниже дна котлована); заглублённая часть воспринимает силу, принимаемую по опубликованным расчётным номограммам.



Условие

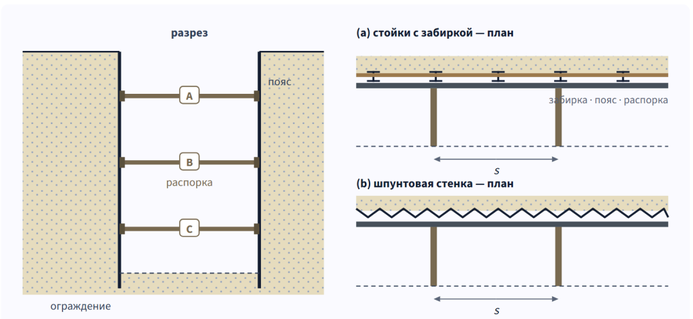
ПРИМЕР

Дано

Начальный котлован	$H = 7$ **m,** $B = 6$ **m,** $L = 20$ **m; глина** $\gamma = 18$ **,** $c = 35$ **kPa, мощность глины ниже дна котлована** $T = 4$ **m; пригрузки нет**
Котлован учебного примера	**шириной 4 m, длиной 15 m, глубиной 6 m;** $\gamma = 17$**,** $c = 40$ **kPa; жёсткий слой на 2 m ниже дна**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для обоих котлованов найти **B′**, **B″** и **FS** (≥ 1.5?); для начального котлована — если твёрдого слоя нет, а ширина составляет 10 m?



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Начальный котлован: B/√2 = 4.24 m > T = 4 m, поэтому B′ = T

$$B' = T = 4.00 \text{ m} \qquad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66 \text{ m}$$

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{35(7)}{4.00}}{18(7)} = \frac{190.1 + 61.2}{126} = \mathbf{1.99} \geq 1.5 \checkmark$$

2 Котлован учебного примера (T = 2 m ≤ B/√2 = 2.83 m: B′ = T = 2.00 m, B″ = 2.83 m)

$$FS = \frac{5.14(40)\left(1 + 0.2\frac{2.83}{15}\right) + \frac{40(6)}{2.00}}{17(6)} = \mathbf{3.27}$$

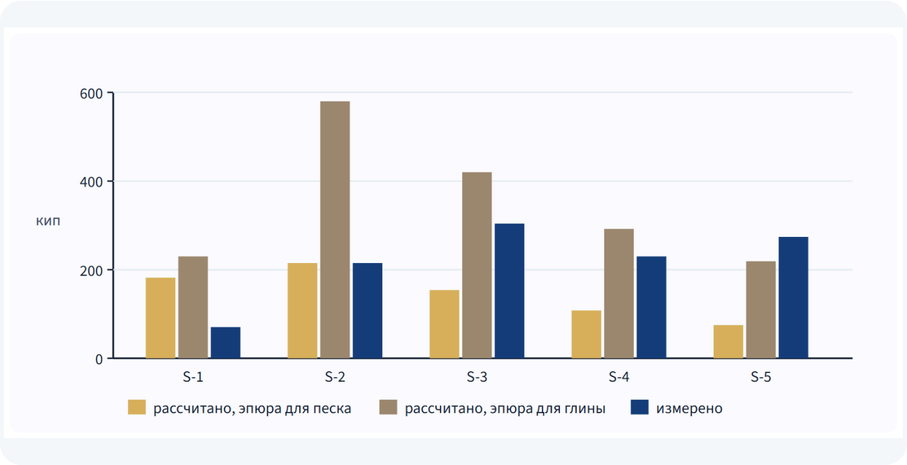
Начальный котлован даёт **FS = 1.99**, котлован учебного примера — **3.27**: оба значения ≥ 1.5. Если жёсткий слой не вводится (B′ = B/√2), для котлована учебного примера FS снижается до 2.96; для начального котлована при ширине 10 m и без жёсткого слоя — до 1.80 (снижение происходит в сторону запаса): выпор дна ухудшается с увеличением ширины и при отсутствии жёсткого слоя.

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 (параметры грунта неопределённы), 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 > 4, σ_a = 282.0 kPa). Огибающая Peck дала давление, примерно в **1.8 раза** превышающее наблюдаемое: 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 эпюры составлены по данным котлованов глубже примерно 6 m; **огибающая не является фактическим давлением на стенку в какой-либо момент**: она задаёт безопасную нагрузку на распорки, но не перемещение стенки. Глина принята **недренированной**; поровое давление дополнительно не учитывается.

Для нескольких слоёв глины значения усредняются по толщине (c_{av}, γ_{av}); γH/c выбирается по этим средним. Пригрузка добавляется рядом с огибающей (Δp = q), вода меняет только удельный вес.

Шпунтовая стенка рассматривается как цепочка отдельных шарниров; собственная жёсткость и заделка ниже дна котлована не используются. **Распределительные пояса** принимаются как простые пролёты между распорками (консервативно). Сталь проверяется по EN 1993-1-1 (класс 4 не проектируется) или по AISC 360-22.

Выпор дна котлована проверяется по скорректированному уравнению Chang; заглубление шпунта ниже дна не учитывается (в запас надёжности). Для нескольких слоёв формула применяется в слоистом расширении GeoTerva.

В ходе строительства ожидаются боковые смещения и потери грунта вокруг котлована; при наличии жёсткого слоя шпунт заглубляется в него. В мягкой глине при γH/c ≈ 8 возможны большие перемещения и обрушение распорок.

Резюме

Главное

Огибающая: $\gamma H/c > 4$ — мягкая–средняя ($\sigma_a = \max(\gamma H[1 - 4c/\gamma H], 0.3\gamma H)$); ≤ 4 — жёсткая ($\approx 0.3\gamma H$). Пример: $\gamma H/c = 3.6$, $\sigma_a = 37.8$ kPa

Пригрузка и вода: $\Delta p = q$ добавляется отдельно; вода изменяет лишь $\bar{\gamma}$. **Трещина отрыва** $z_c = 2c/\gamma = 3.89$ m; первая распорка (1.0 m) расположена выше неё

Усилие в распорке: огибающая разбивается на части в шарнирах, реакции находятся из статики; в примере $P_B = 271.26$ kN (суммируются две реакции)

Подбор сечений: шпунт $M_{max} = 27.03$ kN·m/m ($S = 159$ cm³/m), распределительный пояс $M = R\,s^2/8 = 101.72$ kN·m ($S = 598$ cm³; $\sigma_{allow} = 170$ MPa)

Сталь: EN 1993-1-1 $\eta = 0.221 / 0.499 / 0.350$ (шпунт / распределительный пояс / распорка); AISC LRFD распорка 0.392, ASD 0.368

Выпор грунта дна котлована: $FS = (5.14c(1 + 0.2B''/L) + cH/B')/(\gamma H + q) \geq 1.5$; 2.00 для начального котлована, 3.27 для котлована учебного примера

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. Пример расчёта на странице модуля — также этот котлован (H = 7 m, γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, распорки на уровнях 1 · 3.5 · 6 m).

GeoTerva

Геотехнические расчёты онлайн

От теории к практике

Введите в GeoTerva профиль глин своего котлована, уровни распорок, пригрузку, воду и элементы; модуль одновременно выдаёт огибающую, трещину отрыва, 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.