



Nuova versione BETONexpress 2015

La nuova versione di BETONexpress include il progetto di molte nuove tipologie di elementi. Gli argomenti principali sono i seguenti:

| | | |
|----|---|----|
| 1. | Piastre piane, taglio-punzonamento | 2 |
| 2. | Progetto Piastre piane | 3 |
| 3. | Capacità portante delle Fondazioni | 5 |
| 4. | Plinti per pilastri d'acciaio | 7 |
| 5. | Serbatoi | 8 |
| 6. | Muri di ritegno | 9 |
| 7. | Muri portanti | 9 |
| 8. | Pareti con carico orizzontale distribuito | 10 |

Come sempre i nostri programmi vengono aggiornati a seconda delle necessità degli utenti e secondo gli sviluppi degli Eurocodici.

Questa volta abbiamo concentrato la nostra attenzione sul progetto delle fondazioni e su nuovi tipi di muri di contenimento. Nel progetto delle fondazioni era necessario armonizzare la capacità portante usata nel programma con la capacità portante degli Eurocodici.

E' stata aggiunta una nuova funzionalità riguardante le speciali condizioni causate dalla spinta verso l'alto dei carichi sulla fondazione per le strutture di acciaio.

Per i muri di contenimento sono stati aggiunti dei nuovi oggetti di progettazione, i Muri di ritegno, che si comportano in maniera differente rispetto ai muri di contenimento liberi.

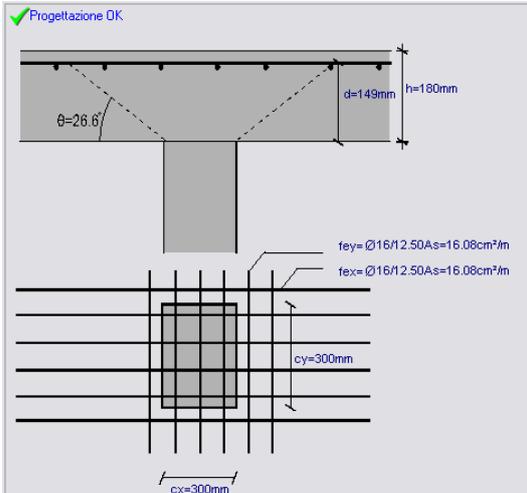
Serbatoi e piscine con carico d'acqua dall'interno e condizioni speciali di appoggio del terreno elastico.

Infine abbiamo aggiunto le Piastre piane e il taglio-punzonamento come aiuto per il progetto delle piastre appoggiate sui pilastri senza trave.

1. Piastre piane, taglio-punzonamento



Progetto della sezione della piastra a taglio-punzonamento secondo l'Eurocodice 2 § 6.4. Verifica della capacità a taglio nel perimetro di verifica attorno ad un pilastro rettangolare. Se il taglio di progetto V_{Ed} supera la capacità a taglio $V_{Rd,c}$ il programma calcola l'armatura a taglio necessaria (staffe).



| | |
|---|---|
| Nome dell'oggetto della progettazione | SOLETTA-001 |
| Classe di resistenza del CLS e dell'acciaio | C25/30 - B500C |
| Fattori parziali per i materiali (EC2 §2.4.2.4) | $\gamma_c = 1.50, \gamma_s = 1.15$ |
| Coefficiente di deformazione finale (EC2 §3.1.4, Annessi B) | $\psi(\infty, t_0) = 2.500$ |
| Tensione di ritiro totale | $\epsilon_{CS} = -0.300$ ‰ |
| Massimo larghezza fessura | wk [mm] = 0.40 |
| Spessore soletta [m] | h = 0.180 |
| Classe di esposizione ambientale | XC1 |
| Coprifero (EC2 §4.4.1) [mm] | Cnom = 15 |
| Armatura a taglio piastra [mm] | <input checked="" type="radio"/> SI <input type="radio"/> NO $\phi = 8$ |
| Forza di taglio | Ved = 360.00 kN |
| Dimensioni e posizione pilastri | cx = 0.300 m, cy = 0.300 m |
| Armatura per flessione [Ømm/cm] | fey = Ø 16 / 12.50 mm/cm As = 16.08cm²/m |
| | fey = Ø 16 / 12.50 mm/cm As = 16.08cm²/m |

Valori di input

- Sforzo di taglio V_{Ed} sulla superficie del pilastro.
- Armatura longitudinale sul pilastro, nelle direzioni x e y.
- Specificare con *Si* o *No* se si vuole usare l'armatura a taglio o no.
Se *Si* allora verrà calcolata l'armatura a taglio appropriata se lo sforzo di taglio $\beta V_{Ed} > V_{Rd,c}$.
- Dimensioni pilastro.
- Posizione pilastro (interno, di bordo o d'angolo).

Armatura a taglio-punzonamento

Per l'armatura si usa il diametro selezionato. Se non è sufficiente, si seleziona un diametro maggiore.

Per l'armatura a taglio il numero minimo di perimetri è 3.

La spaziatura radiale delle staffe non supera $0.75d$.

La spaziatura tangenziale delle staffe non supera $1.5d$ entro la distanza $2d$ dalla superficie del pilastro.

Il primo perimetro a taglio è ad una distanza $< 0.35d$ dalla superficie del pilastro. L'ultimo perimetro è ad una distanza $1.5d$ all'interno del perimetro esterno dove l'armatura a taglio non è più richiesta, Eurocodice 2 Eq. 6.54 e Fig. 6.22

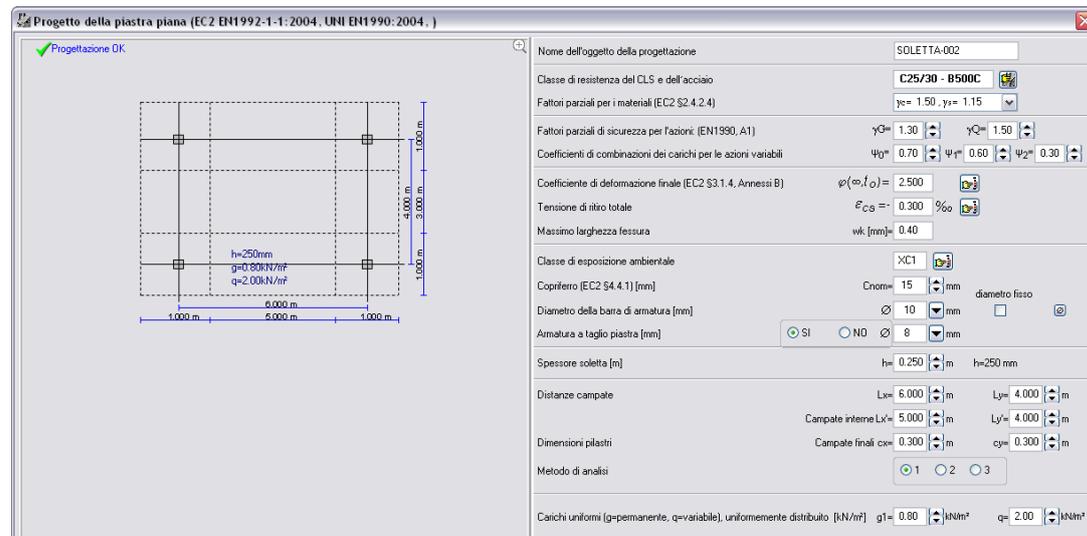
2. Progetto Piastre piane

Progetto di piastre piane con dimensioni di campata più interne L_x , L_y e dimensioni di campata alle estremità L_x' e L_y' .

Specificare *Si* o *No* se si vuole usare l'armatura a taglio.

Se si seleziona il *Si*, allora viene calcolata l'armatura a taglio appropriata se lo sforzo di taglio $\beta V_{Ed} > V_{Ed,c}$.

Se si seleziona il *No* per l'armatura a taglio, si verifica che il punzonamento sia $\beta V_{Ed} > V_{Rd,c}$. Se il progetto non è verificato, viene dato un messaggio di aumentare lo spessore della piastra.



Analisi

L'analisi per il momento e lo sforzo di taglio si basa sui coefficienti delle travi continue.

Metodo 1: Campate più interne

$$\text{Momenti all'appoggio: } M_s = (0.083 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.111 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

$$\text{Momenti in campata: } M_f = (0.063 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.075 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

Campate di estremità

$$\text{Momenti all'appoggio: } M_s = (0.125 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.125 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

$$\text{Momenti in campata: } M_f = (0.080 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.100 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

Metodo 2: Campate più interne

$$\text{Momenti all'appoggio: } M_s = (0.079 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.106 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

$$\text{Momenti in campata: } M_f = (0.046 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.086 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

Campate di estremità

$$\text{Momenti all'appoggio: } M_s = (0.105 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.116 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

$$\text{Momenti in campata: } M_f = (0.072 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.099 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

Metodo 3: Tabella 3.1 BS8110

Campate più interne

$$\text{Momenti all'appoggio: } M_s = (0.063 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.063 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

$$\text{Momenti in campata: } M_f = (0.063 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.063 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

Campate di estremità

$$\text{Momenti all'appoggio: } M_s = (0.086 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.086 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

$$\text{Momenti in campata: } M_f = (0.086 \cdot \gamma_G \cdot g + 0.086 \cdot \gamma_Q \cdot q) \cdot L^2 / 8$$

I momenti flettenti all'appoggio sono ridotti di $(1-cx/Lx)^2$ and $(1-cy/Ly)^2$ per le direzioni x e y.

I momenti flettenti in campata sono ridotti di $(1-cx/Lx)$ and $(1-cy/Ly)$ per le direzioni x e y.



Sforzi di taglio

Pilastrini d'angolo $V_{Ed} = 0.25 \cdot (Lx' + cx) \cdot (Ly + cy)$

Pilastrini di bordo $V_{Ed} = 0.50 \cdot (Lx' + cx) \cdot Ly$

Pilastrini piú interni $V_{Ed} = 1.25 \cdot Lx \cdot Ly$

I momenti flettenti della piastra piana sono ripartiti tra Zona su pilastro e Zona centrale secondo l'Eurocodice 2 Annesso I, come segue:

- Momenti negativi: Zona su pilastro 70%, Zona centrale 30%
- Momenti positivi: Zona su pilastro 55%, Zona centrale 45%

La Zona su pilastro in entrambe le direzioni x e y è uguale al $\min(Lx, Ly)/2$.

Armatura a taglio-punzonamento

Per l'armatura si usa il diametro selezionato. Se non è sufficiente, si seleziona un diametro maggiore.

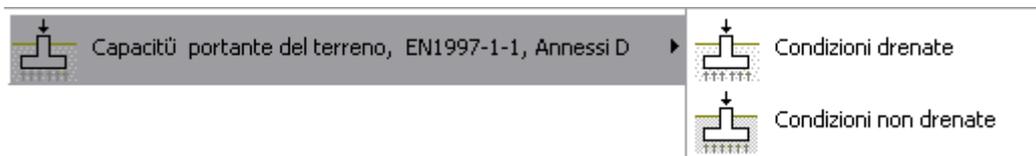
Per l'armatura a taglio il numero minimo di perimetri è 3.

La spaziatura radiale delle staffe non supera $0.75d$.

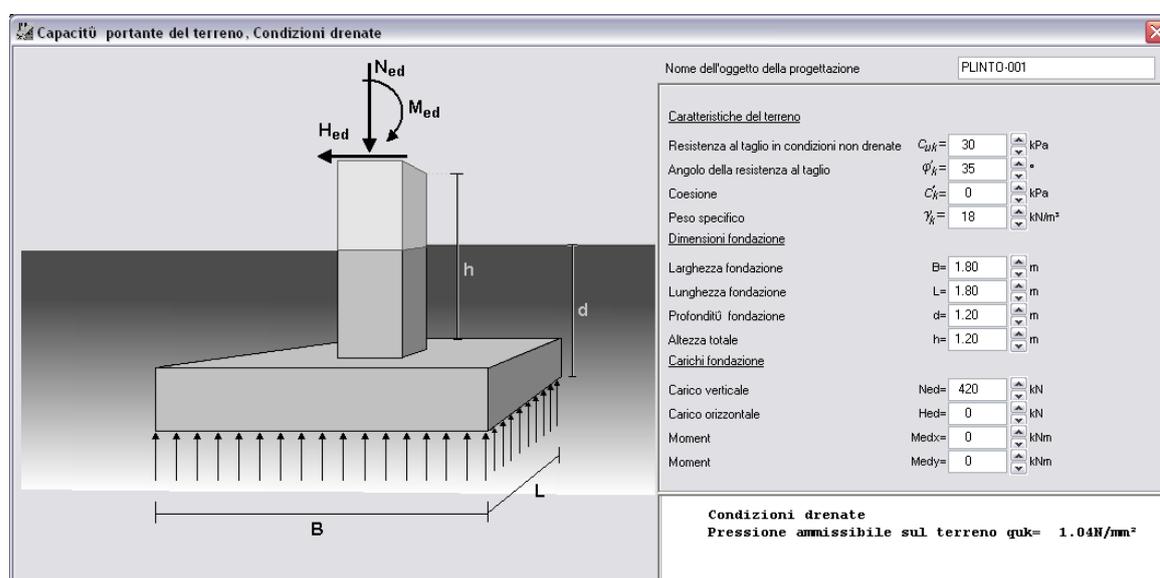
La spaziatura tangenziale delle staffe non supera $1.5d$ entro la distanza $2d$ dalla superficie del pilastro.

Il primo perimetro a taglio è ad una distanza $<0.35d$ dalla superficie del pilastro. L'ultimo perimetro è ad una distanza $1.5d$ all'interno del perimetro esterno dove l'armatura a taglio non è piú richiesta, Eurocodice 2 Eq. 6.54 e Fig. 6.22

3. Capacità portante delle Fondazioni



La base per il progetto delle fondazioni è la capacità portante del terreno. La capacità portante di progetto può essere calcolata usando il metodo analitico o quello semi-empirico. L'Annesso D dell'Eurocodice 7 EN1997:2004 descrive un metodo per ottenere la resistenza di progetto del terreno.



Nome dell'oggetto della progettazione: PLINTO-001

Caratteristiche del terreno

Resistenza al taglio in condizioni non drenate $C_{uk} = 30$ kPa

Angolo della resistenza al taglio $\phi_k = 35$ °

Coesione $c_k = 0$ kPa

Peso specifico $\gamma_k = 18$ kN/m³

Dimensioni fondazione

Larghezza fondazione $B = 1.80$ m

Lunghezza fondazione $L = 1.80$ m

Profondità fondazione $d = 1.20$ m

Altezza totale $h = 1.20$ m

Carichi fondazione

Carico verticale $N_{ed} = 420$ kN

Carico orizzontale $H_{ed} = 0$ kN

Momento $M_{edx} = 0$ kNm

Momento $M_{edy} = 0$ kNm

Condizioni drenate
Pressione ammissibile sul terreno $q_{uk} = 1.04 \text{ N/mm}^2$

I metodi dell'Annesso D per condizioni drenate e non drenate sono implementati nel programma.

La portata di progetto del terreno è calcolata per condizioni EQU, STR e GEO.

Il calcolo della portata di progetto è per condizioni drenate e non drenate del suolo.

Per condizioni drenate del terreno le proprietà importanti del suolo sono l'Angolo di attrito ϕ_k [°] e la Coesione efficace c [kPA]. Per condizioni non drenate del terreno la proprietà importante del suolo è Resistenza al taglio non drenata c [kPA].

Per il calcolo della portata di progetto altri parametri sono le dimensioni e l'altezza della fondazione del plinto, così come i carichi e le eccentricità dei carichi.

Nel programma, per il progetto della fondazione, per la resistenza del terreno usiamo la tensione di compressione sul terreno q_{uk} (N/mm²). Cioè una resistenza del terreno corrispondente alla pressione ammissibile del terreno. Nel progetto della fondazione usiamo come tensione di compressione sul terreno di progetto $q_{ud} = q_{uk} / \gamma_{qu}$, dove γ_{qu} è il fattore parziale per la resistenza non confinata. (Eurocodice 7, Annesso A).

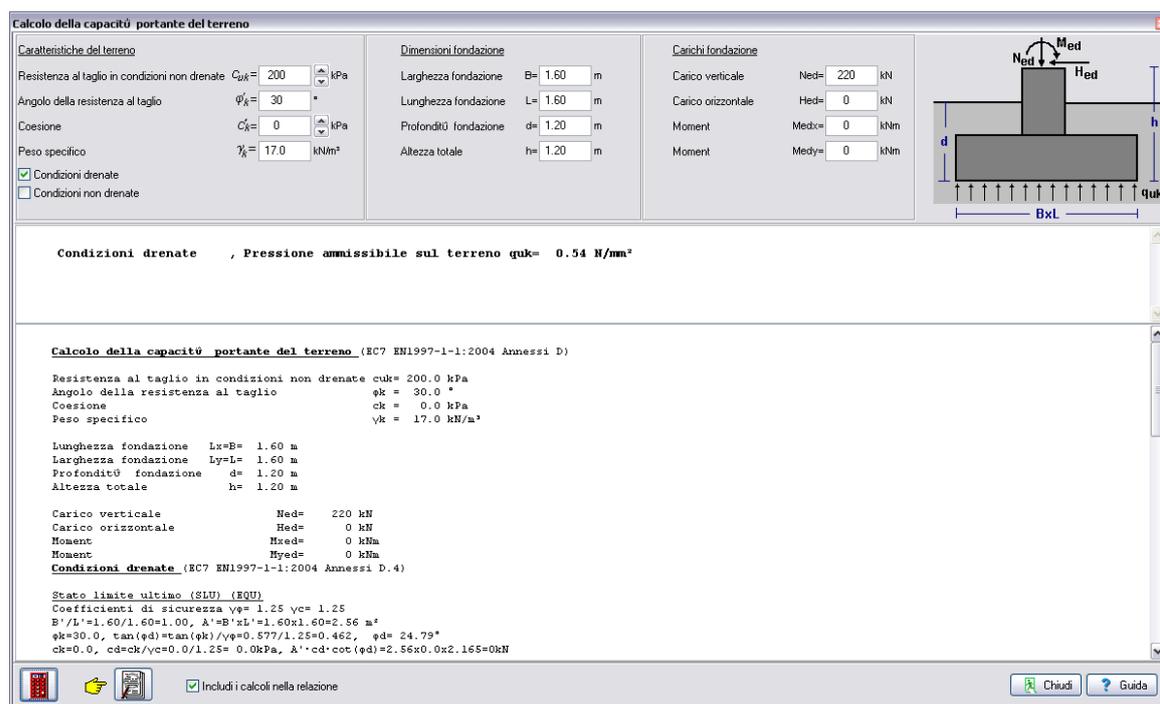
Quindi per essere consistenti la resistenza di progetto calcolata dall'Annesso D dell'Eurocodice7 con la tensione di compressione sul terreno usata nel programma, il

valore di progetto deve essere moltiplicato per γ_{qu} , $q_{uk} = q_{ud} \cdot \gamma_{qu}$. $\gamma_{qu} = 1.40$ per EQU e 1.00 e 1.4 per STR-GEO.

In tutte le finestre di progetto delle fondazioni e dei muri di contenimento è stata

aggiunta l'utility .

Cliccare nel progetto delle fondazioni o nel progetto dei muri di sostegno, e si apre la finestra di calcolo della capacità portante di progetto.



Calcolo della capacità portante del terreno

Caratteristiche del terreno

Resistenza al taglio in condizioni non drenate $c_{uk} = 200$ kPa
 Angolo della resistenza al taglio $\phi_k = 30$ °
 Coesione $c_k = 0$ kPa
 Peso specifico $\gamma_k = 17.0$ kN/m³
 Condizioni drenate
 Condizioni non drenate

Dimensioni fondazione

Larghezza fondazione $B = 1.60$ m
 Lunghezza fondazione $L = 1.60$ m
 Profondità fondazione $d = 1.20$ m
 Altezza totale $h = 1.20$ m

Carichi fondazione

Carico verticale $N_{ed} = 220$ kN
 Carico orizzontale $H_{ed} = 0$ kN
 Moment $M_{ed} = 0$ kNm
 Moment $M_{ed} = 0$ kNm

Condizioni drenate, Pressione ammissibile sul terreno $q_{uk} = 0.54$ N/mm²

Calcolo della capacità portante del terreno (EC7 EN1997-1-1:2004 Annessi D)

Resistenza al taglio in condizioni non drenate $c_{uk} = 200.0$ kPa
 Angolo della resistenza al taglio $\phi_k = 30.0$ °
 Coesione $c_k = 0.0$ kPa
 Peso specifico $\gamma_k = 17.0$ kN/m³

Lunghezza fondazione $L_x = B = 1.60$ m
 Larghezza fondazione $L_y = L = 1.60$ m
 Profondità fondazione $d = 1.20$ m
 Altezza totale $h = 1.20$ m

Carico verticale $N_{ed} = 220$ kN
 Carico orizzontale $H_{ed} = 0$ kN
 Moment $M_{ed} = 0$ kNm
 Moment $M_{ed} = 0$ kNm

Condizioni drenate (EC7 EN1997-1-1:2004 Annessi D.4)

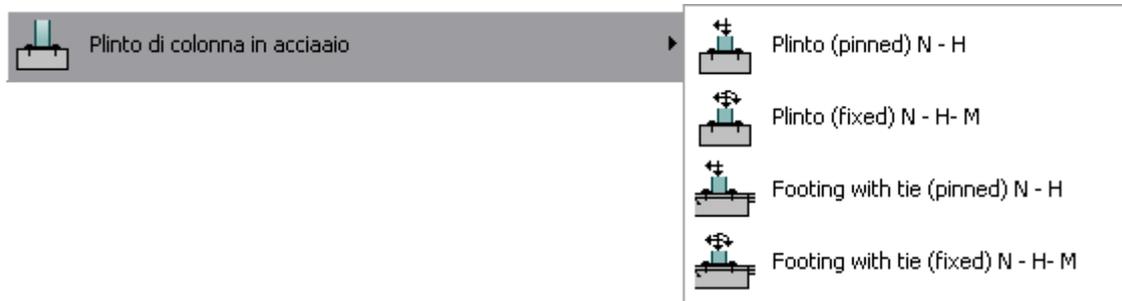
Stato limite ultimo (SLU) (EQU)
 Coefficienti di sicurezza $\gamma_{\phi} = 1.25$ $\gamma_{c_k} = 1.25$
 $B'/L' = 1.60/1.60 = 1.00$, $A' = B' \cdot \alpha' = 1.60 \times 1.60 = 2.56$ m²
 $\phi_k = 30.0$, $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_{\phi} = 0.577 / 1.25 = 0.462$, $\phi_d = 24.79$ °
 $c_k = 0.0$, $c_d = c_k / \gamma_c = 0.0 / 1.25 = 0.0$ kPa, $A' \cdot c_d \cdot \cot(\phi_d) = 2.56 \times 0.0 \times 2.165 = 0$ kN

In questa finestra si ha il calcolo della Capacità portante del terreno q_{uk} dai parametri del suolo e della fondazione. Questa Capacità portante q_{uk} è il valore da usare nel programma.

Dai parametri del terreno e delle fondazioni si ha il calcolo della resistenza portante del terreno q_{uk} che si può usare nel programma.

Se qui si spunta includi i calcoli nella relazione, allora la resistenza portante di progetto sarà impostata al minimo calcolato e i calcoli saranno inclusi nella relazione del progetto dei plinti (ricorda che se vuoi cambiare le dimensioni o i carichi bisogna ricalcolare q_{uk}).

4. Plinti per pilastri d'acciaio



Il plinto in calcestruzzo per strutture in acciaio deve essere progettato per assorbire la pressione del terreno per il massimo carico verticale e deve avere un peso sufficiente per assorbire la forza di sollevamento (vento o forze sismiche).

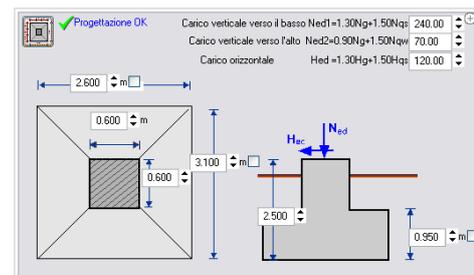
Si possono progettare fondazioni alla base dei pilastri Incernierate o a Incastro.

Si può anche specificare se la fondazione ha un tirante orizzontale per assorbire le forze orizzontali verso l'esterno o no.

Carichi sulle fondazioni

Le azioni finali dopo la moltiplicazione per il coefficiente di sicurezza (γ_G and γ_Q) Eurocodice-1990-1-1, Tab.A1.2

Per carico verso il basso in genere $\gamma_G=1.35$ (sfavorevole), $\gamma_Q=1.50$.



Per carico verso l'alto in genere $\gamma_G=0.90$ (favorevole), $\gamma_Q=0.00$.

Va specificata l'altezza dalla superficie della fondazione dell'applicazione del carico.

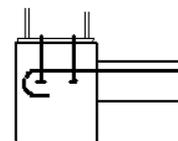
Tirante in acciaio e spinta passiva del terreno

Le alte forze orizzontali agenti alla base agiscono verso l'esterno come risultato della flessione nel pilastro dovuta al carico verticale sul tetto.

Questo è assorbito in due modi.

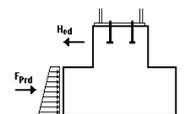
- **Tirante in acciaio alla base del pilastro.**

Un tirante gettato nella piastra in calcestruzzo connessa alla base dei pilastri. Questo andrebbe considerato come il metodo più sicuro per assorbire le forze orizzontali alla base dei pilastri.



- **Spinta passiva del terreno al lato della fondazione.**

In questo caso il terreno di riempimento sul lato della fondazione deve essere compattato con cura, in modo che la spinta passiva del terreno sia pienamente operativa. La larghezza trasversale della fondazione B_y e l'altezza B_h sono usate per calcolare l'area attiva per la spinta passiva del terreno.



Se si preme il pulsante per il predimensionamento, le dimensioni della fondazione (se non verificata) sono progettate dal programma in modo che il peso della fondazione sia sufficiente per assorbire le forze di sollevamento. La larghezza B_y e l'altezza devono anche garantire una spinta passiva del terreno adeguata per assorbire le forze orizzontali alla base verso l'esterno.

5. Serbatoi

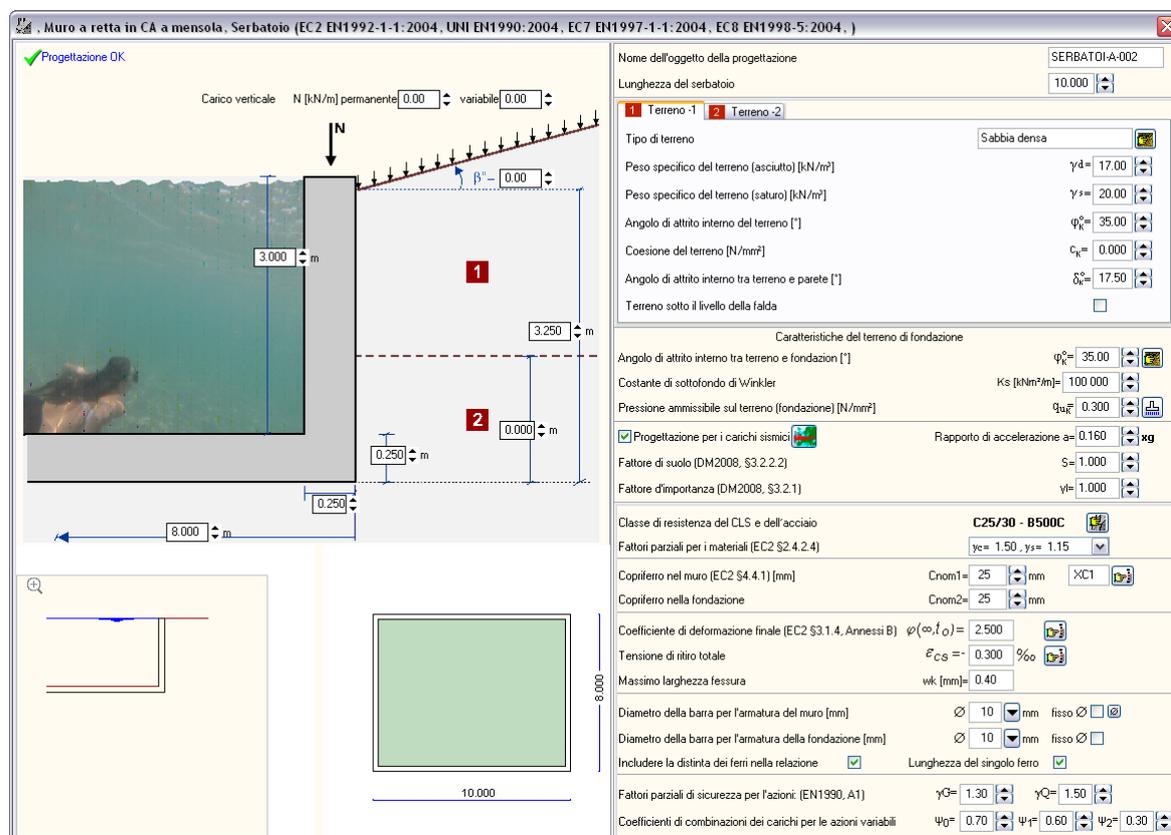
Il progetto è per Serbatoi rettangolari. La soluzione è per una sezione bidimensionale lungo la dimensione minore (larghezza) del Serbatoio. Le dimensioni di base sono la larghezza del serbatoio B [m], la lunghezza del serbatoio L [m], e la profondità del serbatoio H [m].

Si assume che il serbatoio sia su terreno elastico ed è analizzato con l'analisi a elementi finiti. Le pareti del serbatoio sono suddivise in 2 elementi di trave di lunghezza H/2. Il pavimento del serbatoio è modellato con 16 elementi trave con punti nodali connessi al terreno con molle elastiche. La rigidezza delle molle elastiche è calcolata dal modulo di Winkler della fondazione K_s [kN/m²/m].

Le condizioni di carico includono tutti i casi di carico secondo l'Eurocodice 0, (EQU, STR e GEO) per:

- Serbatoio vuoto (solo spinta del terreno)
- Serbatoio pieno senza spinta del terreno
- Serbatoio pieno con spinta del terreno

Il progetto del cemento armato include anche la verifica di esercizio, con apertura delle fessure limite specificata dall'utente.



Nome dell'oggetto della progettazione: SERBATOIO-A-002

Lunghezza del serbatoio: 10.000

1 Terreno -1 2 Terreno -2

Tipo di terreno: Sabbia densa

Peso specifico del terreno (asciutto) [kN/m³]: $\gamma_d = 17.00$

Peso specifico del terreno (saturo) [kN/m³]: $\gamma_s = 20.00$

Angolo di attrito interno del terreno [°]: $\varphi_k^0 = 35.00$

Coesione del terreno [N/mm²]: $c_k = 0.000$

Angolo di attrito interno tra terreno e parete [°]: $\delta_k^0 = 17.50$

Terreno sotto il livello della falda:

Caratteristiche del terreno di fondazione

Angolo di attrito interno tra terreno e fondazione [°]: $\varphi_k^0 = 35.00$

Costante di sottofondo di Winkler: K_s [kN/m²/m] = 100000

Pressione ammissibile sul terreno (fondazione) [N/mm²]: $\sigma_{adm} = 0.300$

Progettazione per i carichi sismici Rapporto di accelerazione $a = 0.160$ **kg**

Fattore di suolo (DM2008, §3.2.2.2): $S = 1.000$

Fattore d'importanza (DM2008, §3.2.1): $v = 1.000$

Classe di resistenza del CLS e dell'acciaio: **C25/30 - B500C**

Fattori parziali per i materiali (EC2 §2.4.2.4): $\gamma_c = 1.50, \gamma_s = 1.15$

Copri ferro nel muro (EC2 §4.4.1) [mm]: $C_{nom1} = 25$ **mm** **XC1**

Copri ferro nella fondazione: $C_{nom2} = 25$ **mm**

Coefficiente di deformazione finale (EC2 §3.1.4, Annessi B) $\varphi(\infty, t_0) = 2.500$

Tensione di ritiro totale: $\epsilon_{CS} = -0.300$ **%**

Massimo larghezza fessura: $w_k = 0.40$

Diametro della barra per l'armatura del muro [mm]: $\varnothing 10$ **mm** fisso

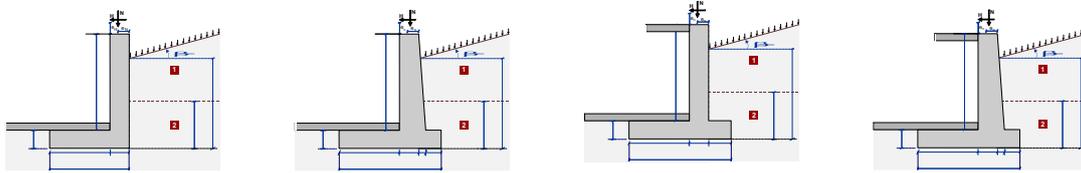
Diametro della barra per l'armatura della fondazione [mm]: $\varnothing 10$ **mm** fisso

Includere la distinta dei ferri nella relazione: Lunghezza del singolo ferro:

Fattori parziali di sicurezza per l'azione: (EN1990, A1) $\gamma_Q = 1.30, \gamma_Q = 1.50$

Coefficienti di combinazioni dei carichi per le azioni variabili: $\psi_0 = 0.70, \psi_1 = 0.60, \psi_2 = 0.30$

6. Muri di ritegno



I muri di ritegno sono pareti fondate su zoccoli di fondazione. Ci sono due tipi di muri di ritegno:

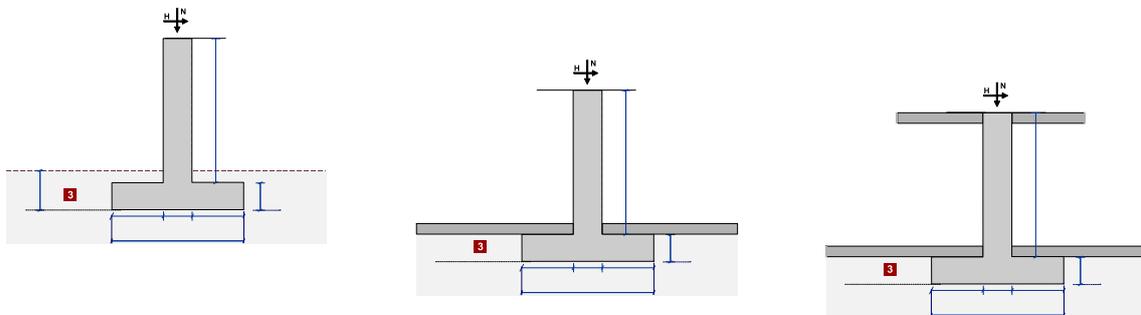
Muri con solo il fondo vincolato contro il movimento laterale.

Muri con il fondo e la sommità vincolati contro il movimento laterale.

Nel primo caso lo scorrimento della parete è evitato vincolando il movimento della base. La spinta attiva del terreno è calcolata usando le teorie di Coulomb (1776) o Rankine (1857). Eurocodice 7 § 9.5.1.

Nel secondo caso (quando anche la sommità della parete è vincolata contro il movimento laterale), le condizioni della spinta attiva del terreno sono ottenute per K_0 in condizioni a riposo secondo Jaky (1948), Eurocodice 7 § 9.5.2.

7. Muri portanti



Muri portanti con carico verticale od orizzontale sulla sommità senza nessuna spinta del terreno.

Il carico orizzontale sulla sommità può essere definito dall'Eurocodice 1-1-1:2001 Tabella 6.12 secondo gli Annessi Nazionali, e l'uso del valore comune nelle costruzioni $q_k \cong 0.50 - 1.00$ (kN/m²).

Il carico orizzontale sulla sommità può essere definito anche secondo l'Eurocodice 1-1-7:2006, nel caso di carico d'impatto.

8. Pareti con carico orizzontale distribuito

In caso di carico vento, la spinta del vento è secondo l'Eurocodice 1-1-4:2005:

$$q_w = 0.001 C_{pe} \cdot C_z(0) \cdot 0.625 \cdot v_b^2, \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

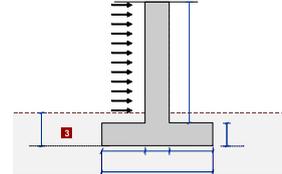
C_{pe} : coefficiente di spinta per pareti verticali.

Secondo la Tabella 7.1 EN1991-1-4:

$C_{pe} = +0.80$ (pressione) sulla superficie anteriore della parete.

$C_{pe} = -0.70$ (depressione) sulla superficie posteriore della parete.

$C_z(0)$ coefficiente di esposizione, a seconda del terreno.



Per vari terreni secondo la 1991-1-1 4.5 al livello del suolo $C_z(0)$ è tra 1.20 e 2.00.

V_b è la velocità del vento di base in m/sec. Questo valore è dato nell'Annesso Nazionale dell'Eurocodice 1-1-4, per le varie regioni di un Paese. Valori comuni di V_b sono tra 25 e 40 m/s.

Così un calcolo del carico vento su un pannello è circa:

$$q_w \approx 0.001 \times (0.80 + 0.70) \times 2.0 \times 0.625 \times 30.0^2 \approx 1.70 \text{ kN/m}^2$$

Possiamo anche considerare § 7.4.1, tabella 7.9 Eurocodice 1991-1-4 per l/h 5 a 20 $C_{pe} = 1.4$ to 1.70. La stima del q_w è la stessa in merito.

$$q_w = 2.250 \text{ kN/m}^2$$



Cliccare il pulsante sotto il valore di q_w e si apre una finestra di calcolo.

Qui si può calcolare la spinta del vento dalla sua velocità e dalla topografia della regione secondo l'Eurocodice 1-4:2005.

Wind peak velocity pressure (EC1 EN1991-1-4:2005, §4.5)

$q(z) = C_e(z) \cdot C_{pe} \cdot V_b^2 = C_e(z) \cdot 0.625 \cdot V_b^2 = 1.261 \cdot 1.89 \text{ kN/m}^2$, $q_w = (1.50) \times 1.261 = 1.89 \text{ kN/m}^2$

Basic wind velocity (EN1991-1-4, §4.2) $V_b = 27.00 \text{ m/sec}$

Wind pressure coefficients C_{pe} (EN1991-1-4, §4.4) $C_{pe} = 1.500$

Turbulence factor (EN1991-1-4, §4.4) $k_t = 1.000$

Terrain category (EN1991-1-4, Tab.4.1) 0
Sea, coastal area exposed to the open sea

Drography factor (EN1991-1-4, §4.3.3) $co = 1.118$

$X = 200.00 \text{ m}$, $L = 500.00 \text{ m}$, $H = 100.00 \text{ m}$

Terrain effects (EN1991-1-4, §4.3.2, Annex A)

Terrain category: 0 (EN1991-1-4, Tab.4.1)
Sea, coastal area exposed to the open sea
Roughness factor $C_r(z)$ (EN1991-1-4, §4.3.2)
Terrain category: 0 , $z = 3.000 \text{ m}$, $z_{min} = 1 \text{ m}$, $z_{max} = 200 \text{ m}$, $z_{oI} = 0.050 \text{ m}$
 $kt = 0.19 \cdot (0.003/0.05)^{0.07} = 0.156$, $C_r(z) = kt \cdot \ln(z/z_o) = 0.156 \cdot \ln(3.000/0.003) = 1.078$
Drography factor $C_{oI}(z)$ (EN1991-1-4, §4.3.3)
 $H/L = 100/500 = 0.20$, $0.05 < H/L < 0.20 < 0.30$, $L_e = 500.00 \text{ m}$ (EN1991-1-4, Tab.A.2)
 $z = 60.00 \text{ m}$, $X/L_e = 200/500 = 0.40$, $Z/L_e = 60/500 = 0.12$, $s = 0.294$ (eq.A.4, ...A.6)
 $C_o(z) = 1 + 2 \cdot 0.294 \cdot 0.20 = 1.118$ (eq.A.2)
Turbulence factor K_t (EN1991-1-4, §4.4)
 $K_t = 1.000$
Exposure factor $C_e(z)$ (EN1991-1-4, §4.5)
Terrain category: 0 (EN1991-1-4, Tab.4.1)

Bisogna spuntare includi i calcoli nella relazione, per includere il calcolo della spinta del vento nella relazione di progetto della parete.