Manifattura del Turchino s.p.a.
piazza della Vittoria n.7-4
16121 G E N O V A

AUTORIZZAZIONE UNICA PER COSTRUZIONE
DI IMPIANTO IDROELETTRICO AD ACQUA FLUENTE
IN COMUNE DI BORZONASCA (GENOVA)

DOMANDA DI CONCESSIONE DI DERIVAZIONE DI ACQUA PUBBLICA
AD USO IDROELETTRICO
DAI TORRENTI STORTO, CERESOLE E PORAGINE
IN COMUNE DI BORZONASCA (GENOVA)

RELAZIONE DI VERIFICA SISMICA

Firmato da
Galleti Aldo

Studio Tecnico
dr.ing. Aldo Galleti
contrada di Borgoratto, 2
290022 BOBBIO (PC)

tel.+fax: 0523 936182

PREMESSA

La presente relazione è relativa al progetto di costruzione della centrale idroelettrica sul torr.. Penna, in comune di Borzonasca (Genova), in località Zanoni, sul foglio catastale di Borzonasca n.63, sul mappale 8 e di muri di sostegno di terreno sul foglio n.61, mappale 703 e nell'alveo dei torrenti Storto, Ceresole e Poragine. La centrale sfrutta il salto idraulico prodotto dalle modeste traverse progettate, sbarranti i corsi d'acqua.

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEL PROGETTO STRUTTURALE

Il progetto strutturale riguarda i seguenti elementi:
- corpo sotterraneo destinato a centrale, interrato sotto il piano di campagna;
- muri di sostegno di scarpata;
- briglie di bassa altezza per la captazione delle acque.

CENTRALE

L'edificio sotterraneo della centrale viene realizzato interrato nel terrazzo alluvionale di riva sinistra del t.Penna, alla quota 476 m s.l.m. con superficie lorda di circa 160 m^2.

Il progetto prevede la realizzazione di serie di pali di c.a. lungo tre lati del perimetro della centrale, lo scavo di svuotamento del terreno compreso tra i pali, il consolidamento della palificata con travi di collegamento e pareti di calcestruzzo, la posa di solaio di copertura sostenuto dai pali e da una trave di spina con pilastri di c.a. e dalla platea di fondazione e pavimentazione. Sotto quest'ultima il tombotto di scarico delle acque turbinate le riporta al vicino torrente.

a- Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche

Il PRG di Borzonasca destina la zona interessata (F. 63, M.6) a Zona Agricola Normale E1 TPA, soggetta a presidio ambientale.

I caratteri geomorfologici del sito sono indicati nella Relazione di Approfondimento Geotecnica allegata. La relazione indica che il sottosuolo è formato da depositi di alluvioni recenti con strato di argille, ghiaie e sabbie senza pericolo di liquefazione del sottosuolo, per una profondità di circa 3.6-4 m sotto al piano di campagna e quindi da marna, con cappellaccio con lo spessore di 1 m e compatta fino a profondità elevata. Tutta la zona relativa ai lavori presenta il sotto-suolo con caratteri omogenei.

Fino a circa 4 m di profondità dal piano di campagna si evidenzia una buona resistenza delle terre, costituite terreno alluvionale. I principali parametri caratteristici del terreno X_k ricavati sono:
- angolo di attrito interno efficace: $\varphi' = 30°$
- coesione non drenata caratteristica: $c_{uk} = 0.05$ daN/cm^2
- peso specifico caratteristico $\gamma_k = 1700$ daN/m^3
- modulo elastico E: 150 daN/cm^2
- R_d = resistenza caratteristica in condizioni statiche = 4 daN/cm^2

A quote inferiori la marna ha i caretteri:
- angolo di attrito interno efficace: $\varphi' = 32°$

- coesione non drenata caratteristica: c_{uk} = 0.6 daN/cm^2
- peso specifico caratteristico γ_k = 2200 daN/m^3
- modulo elastico E: 90000 daN/cm^2
- R_d = resistenza caratteristica in condizioni statiche = 17.37 daN/cm^2

I calcoli relativi alle strutture e alle fondazioni, con le fasi di realizzazione, sono riportati insieme con le massime pressioni sulle terre, i cedimenti previsti e le verifiche di stabilità terreno-fondazioni effettuati seguendo l'approccio 1 (A2+M2+R2).

b- Struttura

L'edificio è una unità strutturale US isolata (fig.1).

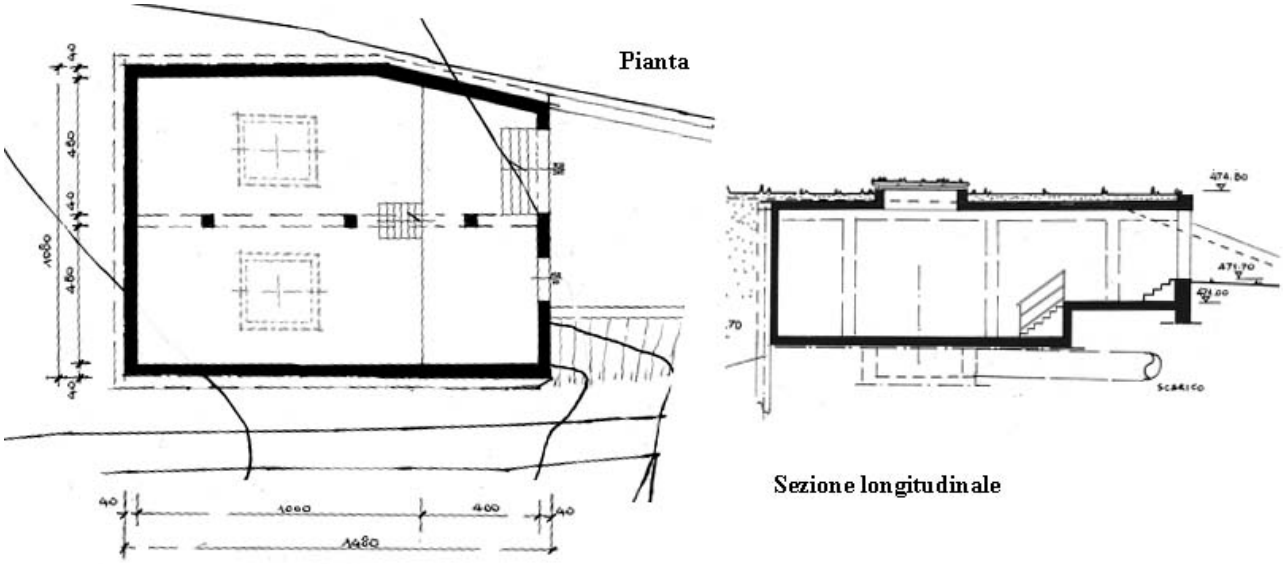


fig. 1

Il progetto prevede le fasi di lavoro:
- esecuzione di micropali pali trivellati in cemento armato su tre lati del perimetro di pianta;
- opere di scavo e movimento terre all'interno della zona compresa tra i pali e nel lato verso il torrente per formare il cortile di accesso;
- scavo per posa di condotta di scarico con pozzetto di partenza sotto le macchine;
- colmatura degli scavi per la condotta e opere di c.a. per platea di fondazione, pareti contro la palificata, pilastri, travi e solaio di copertura;
- opere di finitura (rivestimento di pareti esterne con muratura di pietrame, posa di serramenti, impermeabilizzazione della copertura, riporto di terreno sul solaio, realizzazione di lucernari, ecc.);
- modesti muri di sostegno del terreno nel cortile di entrata.

Le fondazioni previste sono del tipo diretto, con solette di cemento armato, distribuente i carichi sul terreno.

c- Normativa di riferimento

Sono seguite le NTC del DM 14.01.2008 e la Circolare applicativa relativa, nonchè l'Ordinanza n.3274/2003. Altre norme applicate sono riportate nelle sezioni relative alla loro eventuale applicazione.

d- Parametri di progetto

I parametri di progetto per l'azione sismica, con riferimento agli allegati 1-5, sono:

- stato limite: SLV
- vita nominale della costruzione: V_N = 50 anni
- classe di uso: II, C_U = 1
- periodo di riferimento: $V_R = C_U * V_N$ = 50 anni
- categoria del sottosuolo: B
- categoria topografica: T1
- coordinate geografiche: latitudine: N 44° 26’ 51”
  longitudine: E 3° 01’ 33”
- struttura: sotterranea
- costruzione in calcestruzzo armato e debolmente armato
- classe di duttilità: CD"B"
- strutture: a pareti
- fattore di struttura: $q = k * q_0$ = 1.5
- azioni sulle costruzioni: spettro $S_d(T_1)$ = 0.235
  accelerazione: $a_g = 0.120 * g$
  parametro: F_0 = 2.451
  parametro: S = 1.20
  periodo: T_C = 0.401 s
- azioni eccezionali: non risultano avvenute in passato.

e- Materiali

I materiali previsti nella costruzione e le loro caratteristiche meccaniche sono:

- calcestruzzo per cemento armato di nuova esecuzione: classe 25/30
  - f_{ck} = resistenza a 28 gg = 250 daN/cm^2
  - f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo = 141.7 daN/cm^2
  - f_m = resistenza media a compressione = 117 daN/cm^2
  - τ_0 = resistenza media a taglio = 16 daN/cm^2
  - E = modulo di elasticità normale = 200000 daN/cm^2
  - G = modulo di elasticità tangenziale = 87800 daN/cm^2
  - W = peso proprio = 2500 daN/m^3

- acciaio per cemento armato: B450C
  - f_{yk} = tensione di snervamento = 4500 daN/cm^2
  - f_{tk} = tensione di rottura = 5400 daN/cm^2

- acciaio di armatura dei pali: Fe 510

- solaio di copertura di laterocemento di lastre tralicciate con blocchi di polistirolo di alleggerimento di origine certificata, semiprefabbricati, tipo Celerpan RDB, con superficie finita a vista all'intradosso, dello spessore di cm 20+5, con armatura 5, con caratteri:
- pp: 360 daN/m^2
- M_{Rd} = momento elastico massimo = 7795 daN.m/m
- V_{Rd} = taglio elastico massimo senza arretramento di polistirolo = 3677 daN/m

f- Criteri di progettazione e modellazione

Come sopra specificato, il modello di calcolo di verifica strutturale esamina il corpo di fabbrica, le diverse possibili sollecitazioni alle quali è sottoposto e le interazioni tra il corpo e il terreno adiacente.

L'edificio per la centrale ha un solo livello (PS) situato al di sotto del piano di campagna. La pianta ha forma circa rettangolare con lati di m 11.8x10.8. Le pareti sono costituite dai pali

trivellati di c.a. con trave di collegamento delle teste e getti di integrazione verticali. Il muro esterno verso il fosso è di c.a., rivestito da muratura di pietrame a facciavista. Il solaio di copertura è posto alla quota + 4.5 m circa sul solettone di fondazione nella zona di maggiore altezza (area macchine) e di 3.2 m nella zona di minore altezza (area per apparati e ingresso).

Le strutture sono esaminate allo SLU e in qualche caso allo SLE.

g- Combinazioni di carico

Allo SLE la combinazione applicata è: G + Q (G = carichi permanenti; Q = carichi variabili)
Allo SLU è la fondamentale: γ_G*G + γ_Q*Q (γ_G = 1.3; γ_Q = 1.5), oltre a quella per carichi eccezionali: G+A+ψ_{21}*Q (A = carico eccezionale; ψ_{21} = 0 per neve sotto 1000 m di quota)
Rispetto al sisma: G + Q + E (E = azione sismica).

h- Metodo di analisi

Viene seguita l'analisi lineare statica e la pseudostatica per le strutture contro terra.

i- Criteri di verifica

In primo luogo sono verificate le resistenze dei pali trivellati in relazione alla fase di scavo; quindi vengono esaminati gli elementi strutturali allo SLU nei riguardi delle sollecitazioni di progetto relative.

I calcoli relativi alle fondazioni, con le fasi di realizzazione, insieme con le massime pressioni sulle terre, i cedimenti previsti e le verifiche di stabilità terreno-fondazioni effettuati secondo l'approccio 1 (A2+M2+R2), come indicato dalle norme.

1- PALIFICATA DI PERIMETRO

Come detto, per la realizzazione del corpo interrato si procede con la esecuzione di pali trivellati (micropali) lungo tre lati, al fine di permettere lo scavo successivo del volume destinato alla centrale. La quota dello scavo è spinta a -5.05 m massimi sotto il piano di campagna.

I micropali sono previsti con diametro D = 200 mm, armati con tubo di acciaio Fe510 del diametro esterno d = 110 m e spessore s = 8 mm, con getto di calcestruzzo di classe 25/30, disposti con interasse i = 300 mm. Hanno lunghezza prevista di m 8.

Come riporta l'Allegato 6, la palificata presenta una rigidezza E*J = modulo di elasticità* momento di inerzia a flessione = 10.17 MN.m^2 (101.7 daN.cm^2).

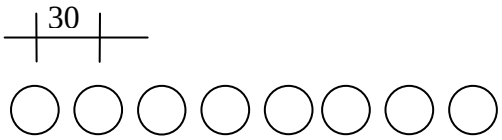
La spinta massima del terreno che deve essere sopportata dalla palificata, lungo lo stradello esistente, è calcolata mediante:

a- definizione dei coefficienti di spinta: Allegati 7-8, con dati di ingresso desunti dalla Relazione Geologica: φ' = angolo di attrito interno del terreno = 30°; ε = pendenza del piano di campagna = 0°; ψ = pendenza del muro = 90°; δ = angolo di attrito muro-terreno = 20°;
Risultano i coefficienti di spinta:
statica: k_a = attiva = 0,2973; k_{ah} = attiva orizzontale = 0.2794; k_p = passiva = 6.1054; k_{ap} = passiva orizzontale = 5.7372
sismico: k_{as} = attivo = 0.3892; k_{ps} = passivo = 2.767

b- spinta sulla palificata: Allegati 9-10, con dati desunti dalla Relazione Geologica: φ' = angolo di attrito interno del 1° strato di 3.6 m = 30°; del 2° strato di 1 m e del 3° strato = 32°; c =

coesione del 1° strato = 5 kPa; del 2° e 3° strato = 60 kPa; γ = peso specifico del terreno del 1° strato = 17 kN/m^3; del 2° e del 3° strato = 22 kN/m^3; ε1 = pendenza del piano di campagna per 2.3 m dalla palificata = 0°, con carico di 2 kN/m^2 (200 daN/m^2); ε2 = pendenza del piano di campagna oltre 2.3 m dalla palificata (stradello) = 0°, con carico di 20 kN/m^2 (2000 daN/m^2); δ = angolo di attrito muro-terreno = 20°; β = verticalità della palificata = 0°; k_h = coefficiente sismico orizzontale = 0.39; k_v = coefficiente sismico verticale = 0.20

Risultano le spinte:
S = spinta totale = 7032 daN/m;
S_h = orizzontale = 6608 daN/m;
S_v = verticale = 2405 daN/m



Inoltre: - peso proprio della trave di collegamento al m: 0.4*0.5*2500 daN/m^3 = 1250 daN/m
- peso proprio dei pali al m sul piede: 2*π*0.1^2*5.05*2500 daN/m^3 = 793 daN/m

La palificata è sottoposta nel suo complesso per metro al momento flettente M, al carico N e alla spinta orizzontale H al piede del muro:

M = S_h*h/3 = 6608*5.05/3 = 11123 daN.m/m
N = 2405+1250/0.3+793/0.3 = 9215 daN/m
H = S_h = 6608 daN/m

Ognuno dei pali viene quindi sottoposto alle sollecitazioni medie (i = interasse = 0.3 m):

m = momento flettente al piede del muro = M*i = 3337 daN.m
n = carico verticale = N*i = 2765 daN
h' = spinta orizzontale = H*i = 1982 daN

I pali sono collegati da una trave di c.a. con sezione di cm 40x50, armata simmetricamente sui fianchi con 4+4Φ12 (4.52+4.52 cm^2) inglobante le armature di pali.

Le sollecitazioni sui pali, considerati liberi di spostarsi e ruotare in testa nella fase di inserimento della condotta nel rilevato, sono:
- al piede del muro: m_{max} = 3337 daN.m; h' = 1982 daN
- entro terra, con dati: D = diam. pali = 20 cm,
k_h = modulo di reazione della roccia = (cfr. Broms) = 280*c_u/D = 280*6/20 daN/cm^3 = 84 daN/cm^3 = 84000 kN/m^3
n_h = coefficiente per marna = 10 daN/cm^3 = 10000 kN/m^3

Si ricavano:
x = cedimento orizzontale massimo al piede= -2.44 mm
α = rotazione della testa = -0.00836 rad = 0.48°
x1 = cedimento massimo in sommità = -2.44+5050 mm*tg0.48 = 11.95 mm

Verifica geotecnica

Dal foglio di calcolo sopra indicato risulta anche che lo spostamento al piede della muratura -2.44 mm, del tutto compatibile con la situazione locale in atto. Anche gli altri parametri restano compresi in limiti accettabili.

Le sollecitazioni sui pali in fase di esercizio risultano molto inferiori data la presenza del solaio di copertura.

Verifica di resistenza della palificata

Il momento di calcolo M_{Ed} di progetto al piede dei pali vale come detto:

M_{Ed} = 3337 daN.m/m

Il momento ultimo resistente M_{Rd} del palo, data l'area della sezione dell'acciaio di 27.9 cm^2, risulta (v. Allegati 11-12):

M_{Rd} = 16230 daN.m/m > M_{Ed}.

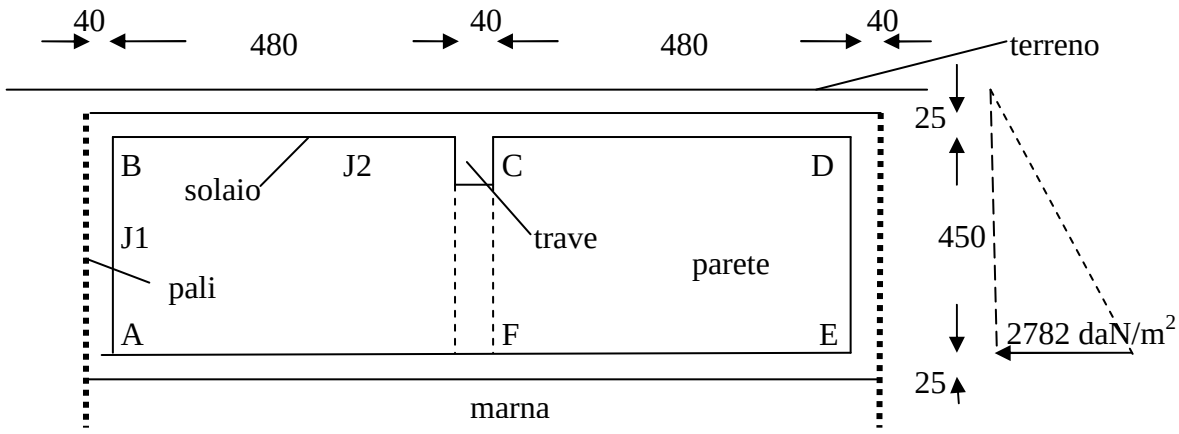
La palificata è di conseguenza in grado di resistere alla spinta del terreno con sicurezza durante gli scavi. In questa fase è realizzata la trave di collegamento delle teste dei pali.

Successivamente, inglobati i pali nel getto verticale per le pareti, il momento presente al piede viene ridotto dalla presenza del solaio di copertura, posto sulla trave di collegamento.

2- CORPO DI FABBRICA

La struttura di cemento armato del corpo interrato è formata dagli elementi:
- solettone di fondazione;
- pareti laterali, inglobanti i pali trivellati;
- pilastri di spina, con trave di sostegno del solaio, sul solettone
- solaio di copertura, con 20 cm di terreno di copertura.

La sezione trasversale con la massima altezza è riportata nello schema seguente.



Il calcolo delle sollecitazioni nella struttura fa riferimento alle formule Santarella, Prontuario per c.a., pag.391 e segg.

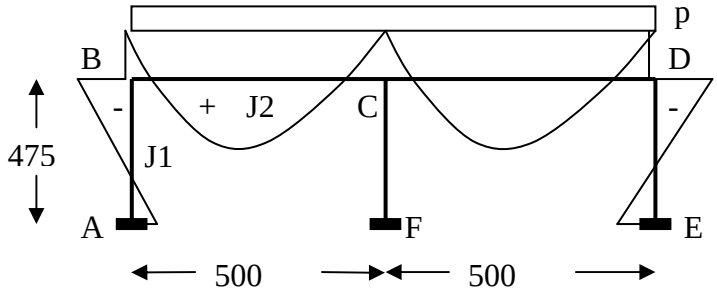
Si applica la sovrapposizione degli effetti, sulla striscia di struttura di larghezza unitaria.

SLE:
1- peso del solaio e della ricopertura:

- pp solaio:	360 daN/m^2
- impermeabilizzazione:	20
- caldana di protezione: sp. 4 cm:	100
- ricopertura: m 0.2*1700 daN/m^3 =	340
	----
g =	820 daN/m^2

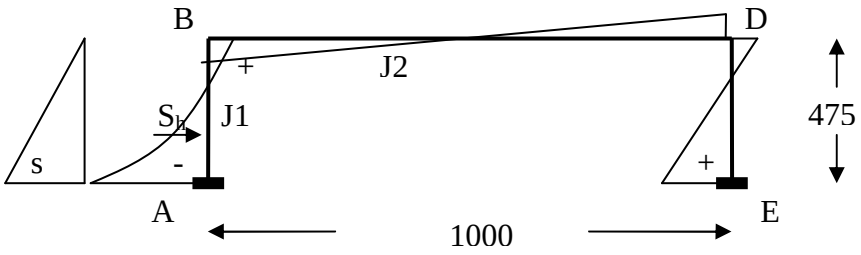
2- carico variabile: persone su solaio: q = 200 daN/m^2
3- carico eccezionale: mezzi meccanici sul terreno sopra al solaio (escavatore) del peso di 6000 daN, corrispondente al carico distribuito A = 6000/5 = 1200 daN/m^2

*a- combinazione di carico fondamentale: γ_G*G + γ_Q*Q (γ_G = 1.3; γ_Q = 1.5)*
SLU:
1- per carico massimo sul solaio
Dati: h = 4.75 m; l = 4.8+0.2 = 5.0 m; k = J2/J1*h/l = 25^3/60^3*4.75/5 = 0.07
p = γ_G*g+γ_Q*q = 1.3*820+1.5*200 = 1366 daN/m



HA = -HE = spinta agli appoggi = +p*l^2/[4*h*(k+2)] = +1366*5^2/[4*4.75*(2.07)] =
= 868 daN/m
MA = ME = momenti flett. in base = +p*l^2/[24*(k+1)] = +1366*5^2/[24*(1.07)] =
= +1330 daN.m/m
MB = MD = momenti flett. in sommità = -p*l^2/[12*(k+1)] = -1366*5^2/[12*(1.07)] =
= -2660 daN.m/m
MC = momento flett. centrale in sommità = -p*l^2/8*[(2+3*k)/(3*(k+1))] =
= -1366*5^2/8*[2.21/3.21] = -2940 daN.m/m
MBC = MCD = momento massimo positivo in mezzeria = +p*l^2/8+(MB+MC)/l =
= +1366*5^2/8-(2660+2940)/2 = +1470 daN.m/m
VA = VE = reazione agli appoggi = p*l/2-(MC-MB)/l = 3471 daN/m
RC = reazione all'appoggio centrale = p*l+(MC+ME)/l = 6718 daN/m
VC = taglio in C = RC/2 = 3359 daN/m

2- per spinta laterale da terre, compreso l'effetto sismico. Si considera il caso più sfavorevole, con spinta su un solo lato:
Dati: h = 4.75 m; l = 10+0.2 = 10.2 m; k = J2/J1*h/l = 25^3/60^3*4.75/10 = 0.035



s = pressione delle terre al piede = S_h*2/h = 6608*2/4.75 = 2782 daN/m^2
SLU: VA = -VE = s*k*h^2/[4*l*(6*k+1)] = 2782*0.035*4.75^2/[4*5*(1.21)] = 91 daN/m
H = s*h*(3*k+4)/[40*(k+2)] = 2782*4.75*(4.105)/[40*2.035)] = 666 daN/m
HA = HE = s*h/2-H = 2782*4.75/2-666 = 5941 daN/m
MA = -s*h^2/24*{[(8+3*k)/(5*(2+k))]+[(9*k+2)/(1+6*k)] }=
= -2782*4.75^2/24*[(0.8)+(1.91)] = -7087 daN.m/m
ME = -s*h^2/24*{[(8+3*k)/(5*(2+k))]-[(9*k+2)/(1+6*k)] }=
= -2782*4.75^2/24*[(0.8)-(1.91)] = +2903 daN.m/m
MB = MA-H*h+s*h^2/6 = -7087-666*4.75+2782*4.75^2/6 = +211 daN.m/m
MD = ME-H*h = +2903-666*4.75 = -261 daN.m/m

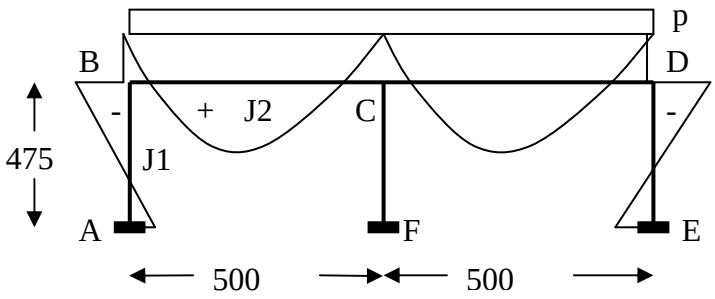
3- nel totale, tenendo conto della S_v = 2405 daN/m in A:

VA = 3471+91+2405 = 5967 daN/m
HA = 868+5941 = 6809 daN/m
MA = 1330-7087 = -5757 daN.m/m
MB = -2660+211 = -2449 daN.m/m
MC = -2940 daN.m/m
MD = -2660-261 = -2921 daN.m/m
MBC =+1470 daN.m/m

b- combinazione di carico eccezionale: G + A

SLU:

p = g+A = 820+1200 = 2020 daN/m



HA = -HE = spinta agli appoggi = $+p*l^2/[4*h*(k+2)] = +2020*5^2/[4*4.75*(2.07)] =$
$= 1284$ daN/m
MA = ME = momenti flett. in base = $+p*l^2/[24*(k+1)] = +2020*5^2/[24*(1.07)] =$
$= +1967$ daN.m/m
MB = MD = momenti flett. in sommità = $-p*l^2/[12*(k+1)] = -2020*5^2/[12*(1.07)] =$
$= -3934$ daN.m/m
MC = momento flett. centrale in sommità = $-p*l^2/8*[(2+3*k)/(3*(k+1))] =$
$= -2020*5^2/8*[2.21/3.21] = -4348$ daN.m/m
MBC = MCD = momento massimo positivo in mezzeria = $+p*l^2/8+(MB+MC)/l =$
$= +2020*5^2/8-(3934+4348)/2 = +2174$ daN.m/m
VA = VE = reazione agli appoggi = p*l/2-(MC-MB)/l = 5133 daN/m
RC = reazione all'appoggio centrale = p*l+(MC+ME)/l = 9136 daN/m
VC = taglio in C = RC/2 = 4568 daN/m

2- per spinta laterale da terre, compreso l'effetto sismico (v. sopra).

SLU: VA = -91 daN/m
HA = HE = 5941 daN/m
MA = -7087 daN.m/m
MB = +211 daN.m/m
MD = -261 daN.m/m

3- nel totale, tenendo conto della S_v = 2405 daN/m in A:

VA = 5133-91+2405 = 7447 daN/m
HA = 1284+5941 = 7225 daN/m
MA = +1967-7087 = -9054 daN.m/m
MB = -3934+211 = -3723 daN.m/m
MC = -4348 daN.m/m
MD = -3934-261 = -4195 daN.m/m
MBC =+2174 daN.m/m

c- sollecitazioni massime, a vantaggio della sicurezza

SLU: VA = 7447 daN/m
VC = 4568 daN/m
HA = 7225 daN/m
MA = -9054 daN.m/m
MC = -4348 daN.m/m
MD = -4195 daN.m/m
MBC = +2174 daN.m/m
RC = 9136 daN/m

d- verifica strutturale allo SLU

- mezzeria delle solette superiori (MBC):

la sezione verticale del solaio è sottoposta al momento flettente massimo MBC = M_{Ed} = +2174 daN.m/m.
Il suo momento resistente elastico vale (Allegati 13-15): M_{Rd} = 7795 daN.m/m > M_{Ed}.

- nodi B e D: sezione verticale

la sezione verticale nei nodi B e C del solaio è sottoposta al momento flett. massimo MB = MD = M_{Ed} = -4195 daN.m/m e al taglio massimo VB = VA = 7447 daN/m.
Il suo momento resistente ultimo elastico vale (allegati 11-13): M_{Rd} = 7795 daN.m/m > M_{Ed}.
La resistenza al taglio viene calcolata tenendo conto dell'arretramento all'imposta dei blocchi di polistirolo, applicando l'armatura aggiuntiva resistente al taglio 4Φ12/m (A_s = 4.52 cm^2/m) nella sezione con altezza d = 25 cm, larghezza b = 100 cm e distanza tra i ferri trasversali s = 20 cm (cotgα = 0; cotgθ = 1; sinα = 1)
Da NTC, 4.1.18:
$V_{Rsd} = 0.9*d*A_s/s*f_{yd}*(\cot g\alpha+\cot g\theta)*\sin\alpha = 0.9*25*4.52/20*3913*1 = 14813$ daN/m > V_{Ed}
Da NTC, 4.1.19:
$V_{Rcd} = 0.9*d*b*\alpha_c*(f_{cd}')*(\cot\alpha+\cot g\theta)*(1+\cot g^2\theta) = 0.9*25*100*1*(141.7*0.5)*2 = 318825$ daN/m > V_{Ed}
Da NTC, 4.25:
$V_{Ed} < 0.5*b*d*0.5*f_{cd} = 0.5*100*25*0.5*141.7 = 86563$ daN/m

La sezione orizzontale non viene verificata perchè la resistenza è affidata ai micropali, che presentano valori molto elevati di resistenza.

- C: sezione verticale:

la sezione verticale del solaio è sottoposta al momento fl. massimo MC = M_{Ed} = -4348 daN.m /m e al taglio massimo VC = V_{Ed} = 4568 daN/m
Il suo momento resistente elastico vale (v. Allegati 13-15): M_{Rd} = 7795 daN.m/m > M_{Ed}.
La resistenza al taglio viene calcolata tenendo conto dell'arretramento all'imposta dei blocchi di polistirolo, applicando l'armatura aggiuntiva resistente al taglio 4Φ12/m (A_s = 4.52 cm^2/m) nella sezione con altezza d = 25 cm, larghezza b = 100 cm e distanza tra i ferri trasversali s = 20 cm (cotgα = 0; cotgθ = 1; sinα = 1)
Ripetendo i calcoli sopra visti si ha il minimo taglio resistente
$V_{Rsd} = 0.9*d*A_s/s*f_{yd}*(\cot g\alpha+\cot g\theta)*\sin\alpha = 0.9*25*4.52/20*2913*1 = 14813$ daN/m > V_{Ed}

- nodi A e E: sezione verticale

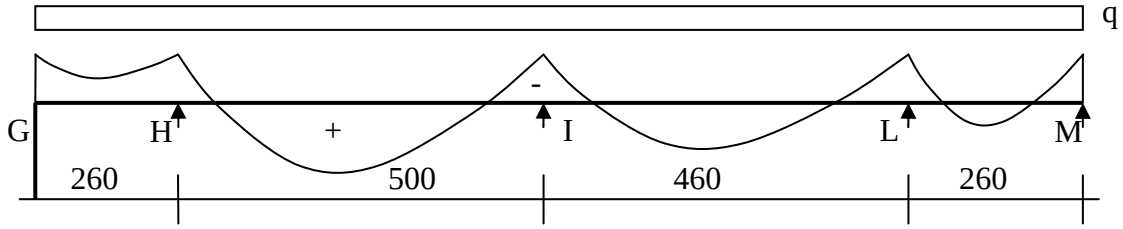
la sezione verticale del solettone, spessa 25 cm, è armata simmetricamente con 6+6Φ14/m (9.24+9.24 cm^2/m) e alla doppia rete e.s. Φ8-20x20 (2.51+2.51 cm^2/m). E' sottoposta al momento flettente massimo MA = M_{Ed} = 9054 daN.m/m e al taglio massimo VA = V_{Ed} = 7447 daN/m
Il suo momento resistente ultimo vale (Allegato 16): M_{Rd} = 9120 daN.m/m > M_{Ed}.

La resistenza al taglio è affidata all'armatura 6Φ14/m (A_s = 9.24 cm^2/m) nella sezione con altezza d = 25 cm, larghezza b = 100 cm e distanza tra i ferri trasversali s = 17 cm (cotgα = 0; cotgθ = 1; sinα = 1)
Da NTC, 4.1.18:
$V_{Rsd} = 0.9*d*A_s/s*f_{yd}*(cotg\alpha+cotg\theta)*sin\alpha = 0.9*25*9.24/17*2913*1 = 35624$ daN/m > V_{Ed}
Da NTC, 4.1.19:
$V_{Rcd} = 0.9*d*b*\alpha_c*(f_{cd}')*(cot\alpha+cotg\theta)*(1+cotg^2\theta) = 0.9*25*100*1*(141.7*0.5)*2 = 318825$ daN/m > V_{Ed}

Nella sezione orizzontale la resistenza viene affidata ai micropali, con azione resistente molto maggiore delle sollecitazioni.

2a- trave di spina

La trave di spina, con luci di calcolo di m 2.6, 5.0, 4.2 e 2.6 è sottoposta al carico allo SLU dato dal solaio (RC = 9786 daN/m) e dal pp della trave (γ_G*m 0.4*0.65*2500 daN/m^3 = 1.3* 650 daN/m = 845 daN/m) per il totale q = 10631 daN/m. Ha sezione di cm 40x65(h).



Risolvendo l'equazione ai 4 momenti si ricavano allo SLU:

V = reazione all'appoggio:
VG = 8657; VH = 41012; VI = 48774; VL = 35802; VM = 8882 daN
M = momenti flettenti negativi sugli appoggi:
MG = -5600; MH = -16828; MI = - 19997; ML = -10643; MM = = daN.m
M+ = momenti positivi massimi in campata:
MGH = -2780; MHI = 12779; MIL = 6689; MLM = 3133 daN.m

a- verifica strutturale
- sezione verticale nella mezzeria H-I: M_{Ed} = 12779 daN
la sezione ha 4+4Φ16 simmetrici e compressa la rete e.s. Φ8-20x20 (2.51 cm^2/m);
il momento resistente ultimo (v. Allegato 17) vale M_{Rd} = 18520 daN > M_{Ed}

- sezione verticale sull'appoggio I: M_{Ed} = 19997 daN
la sezione vede 8+8Φ16 simmetrici e compressa la rete e.s. Φ8-20x20 (2.51 cm^2/m)
il momento resistente ultimo (v. Allegato 18) vale M_{Rd} = 36660 daN > M_{Ed}

- plinti di appoggio dei pilastri
i plinti hanno spessore di cm 25, pari a quella della soletta e hanno base di cm 120x120, armate simmetricamente con 6+6Φ14/m (9.24+9.24 cm^2/m) e alla doppia rete e.s. Φ8-20x20 (2.51 +2.51 cm^2/m).
Sono sottoposti al momento flettente massimo allo SLU M_{Ed} = 5313 daN.m (v. Allegato 23).
Il momento resistente ultimo è (Allegato 25): M_{Rd} = 9220 daN.m > M_{Ed}
Altre verifiche sono superflue.

2b- verifica geotecnica della struttura

La verifica del solettone di base è ottenuta utilizzando il programma del Genio Civile di Ro-

ma relativo alle fondazioni su suolo elastico (Allegati 19-24).

Viene considerata la striscia di soletta spessa s = 25 cm, larga B = 1.7 m, disposta sulla marna che presenta il modulo di elasticità E = 90000 daN/cm^2. Il modulo di reazione k_s della roccia vale $k_s = E/[B*(1-\nu^2)] = 90000/[170*0.91] = 580$ kg/cm^3.

Sulla striscia grava il carico concentrato del peso maggiore tra quelli dei pilastri di struttura (VI = 48774 daN), a cui è da sommare il pp del pilastro allo SLU (0.4*0.4*4.5*2500* 1.3 = 2300 daN), per il carico concentrato totale N = 50074 daN e come carico distribuito il pp del solettone allo SLU di 813 daN/m^2. Ai lati la striscia è impedita di traslare e ruotare dai pali trivellati.

Il terreno reagisce con $k_s*B = 580*170 =$ kg/cm^2 98600. Applicando il coefficiente riduttivo prudenziale 1.2 si ricava: $k_s*B =$ kg/cm^2 98600/1.2 = 80000 kg/cm^2 = 8000000 kN/m^2.

Dai risultati si verifica che lo spostamento sotto l'azione massima è inapprezzabile (0.08 mm sotto al pilastro); altri risultati sono:
- pressione sul terreno: da 613.35 kPa (6.34 daN/cm^2) a 0 daN/cm^2
- momento flettente massimo nel solettone: -53.12 kN.m sotto al pilastro e altrove trascurabile
- taglio sotto al pilastro: 19615 daN e quindi molto ridotto.

Si tratta di valori ampiamente rientranti nelle facoltà di resistenza delle terre.

Nelle altre zone di terreno interessate dalla presenza della soletta e dai pilastri si hanno sollecitazioni inferiori, per cui si omettono le verifiche relative.

Le verifiche a scorrimento, sifonamento e galleggiamento sono superflue.

3- muri di sostegno esterni

L'altezza dei muri di sostegno delle terre presenti nell'area cortilizia è di valore esiguo, con massimo di 2.2 m dal piano di valle. Viene eseguito l'esame per tale altezza, corrispondente alle massime sollecitazioni presenti sui muri.

Si seguono le NTC, 7.11.6, con riferimento all'analisi pseudostatica, su una striscia di larghezza unitaria

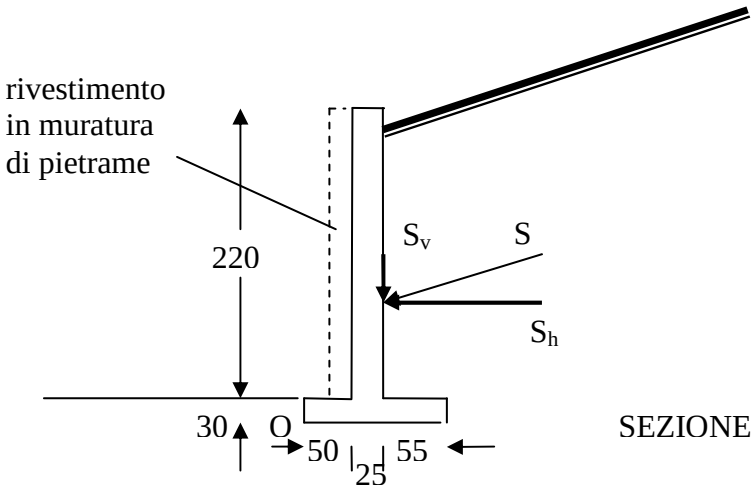
Dalla Relazione Geologica si hanno i parametri geotecnici del terreno:
- φ = attrito di attrito interno efficace = 30°
- c = coesione non drenata = 0.05 daN/cm^2
- γ = peso proprio = 1700 daN/m^3
- q = portata ammissibile delle terre di base = 4 daN/cm^2

La sezione dell'elemento è la seguente:

I coefficienti di spinta sono calcolati nei fogli 7-8 allegati e la spinta nell'Allegato 26.

La spinta attiva sul muro da parte delle terre in condizioni sismiche per m di larghezza dà i risultati, con carico variabile sulla scarpata di 200 daN/m^2:

S = spinta sul muro, sotto azione sismica = 2115 daN/m
S_h = spinta orizzontale, con azione sismica = 1988 daN/m
S_v = spinta verticale sul muro = 722 daN/m



Inoltre: - peso proprio del muro al m: 0.25*2.2*2500 daN/m^3 = 1375 daN/m
- peso proprio della muratura al m: 0.15*2.2*2100 daN/m^3 = 693 daN/m
- peso proprio della suola al m: 1.3*0.3*2500 daN/m^3 = 975 daN/m
- peso del cuneo delle terre su suola al m: 0.55*2.3*1700 = 2151 daN/m

a- stabilità globale

Pur facendo parte di una struttura unica, l'elemento viene verificato alla stabilità globale. La verifica delle fondazioni viene calcolata successivamente.

approccio 1: A2+M2+R2

G1 = pp c.a. muro+pietra+spinta verticale terre+cuneo terre = 1375+693+975+722+2151 =
= 5194 daN/m = P

coefficienti: γ_{G1} = 1; γ_R = 1.4, da tab. 6.2.I delle NTC

V_{Ed} = azione = G1/1.3 = 4000 daN/m^2 = 0.40 daN/cm^2

R_{Ed} = resistenza del terreno = 4/γ_R daN/cm^2 (da Relazione Geologica) = 2.86 > V_{Ed}

b - scorrimento

La spinta orizzontale è S_h = 1988 daN/m = V_{Ed}

Dato il coefficiente di attrito suola-terreno f = 0.6 e il coefficiente riduttivo γ_R = 1.1, si ha la resistenza allo scorrimento R_{Rd} = P*f/ γ_R = 5194*0.6/1.1 = 2833 daN/m > V_{Ed}

3- ribaltamento

Il momento ribaltante sulla struttura rispetto a O è M_{rib} = S_h*b, dove b = 2.2/3 = 0.73 m: M_{rib} = 1988*0.73 = 1451 daN.m/m

Il momento stabilizzante è: M_{st} = 693*0.42+1375*0.63+975*0.65+722*0.75+2151*1.03 = 4007 daN.m

Risulta: M_{st} > M_{rib}

4- collasso di fondazione-terreno

Si veda il punto 3.

Centro delle pressioni: AO = (M_{st}-M_{rib})/P = (4007-1451)/5194 = 0.49 > 1,.3/3 = 0.43; interno al 3° medio, con sezione di base tutta compressa

Risulta, data B = larghezza della suola = 1.3 m:

p = pressione massima sul terreno = P/(AO*100)*[1+6*(b/2-AO)/b] =
= 5104/(49*100)*[1+6*(0.65-0.49)/130] = 1.81 daN/cm^2 = X_{Ed}

Resistenza delle terre: X_{Rd} = 4 daN/cm^2 > X_{Ed}

5- strutturale
coefficienti: $\gamma_{G1} = 1$
Il momento flettente massimo nella struttura è alla base del muro; vale $M_{Ed} = S_h*b = 1451$ daN.m/m.
La sezione orizzontale del muro, spesso 25 cm, è armata simmetricamente con 4+4Φ10/m (3.14+3.14 cm^2/m).
Il suo momento resistente ultimo vale (Allegato 27): $M_{Rd} = 2960$ daN/m > M_{Ed}.

La sezione verticale della suola sotto il muro, spessa 30 cm, è armata simmetricamente con 4+4Φ10/m (3.14+3.14 cm^2/m). E' sottoposta allo stesso momento flettente visto sopra. Il suo momento resistente ultimo è superiore al precedente M_{Rd} >2960 daN/m > M_{Ed}.

6- cedimenti
Dati in carico concentrato P' = 5194-975 = 4219 daN, il distribuito q = 975 daN e il momento applicato nel centro delle pressioni della suola M = 1451 daN.m/m, si calcolano i cedimenti ipotizzando il terreno elastico alla Winkler con E = 150 daN/cm^2 e con modulo di reazione (costante di sottofondo) = 4.8 kg/cm^3 = 48000 kN/m^3 Si ricavano:
- cedimento massimo verso valle = +2.72 mm
- cedimento massimo verso monte = -1.55 mm
ininfluenti sulle strutture.

Ogni altra verifica per questo elemento pare superflua.

CABINA MT

Per la posa del prefabbricato della cabina di MT è necessario provvedere con il ricavo nella scarpata di terreno dell'area per la sua installazione. Si prevede di realizzare muri in c.a. rivestiti di pietrame sul paramento in vista.

Viene esaminato il caso di struttura con larghezza unitaria sottoposta alla massima sollecitazione, facendo rientrare gli altri muri di sostegno nelle verifiche di quella.L'altezza dei muri di sostegno delle terre presenti è modesta, al massimo di 3.2 m dal piano di valle.

Si seguono le NTC, 7.11.6, con riferimento all'analisi pseudostatica.

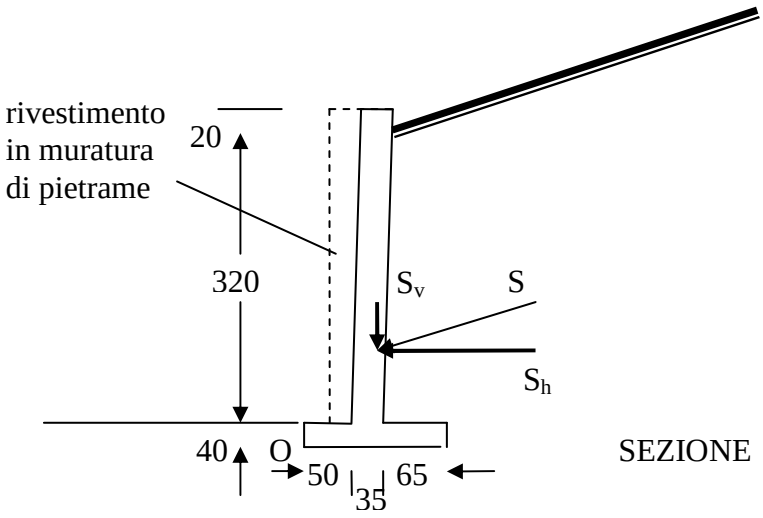
Dalla Relazione Geologica si hanno i parametri geotecnici del terreno:
- φ = attrito di attrito interno efficace = 30°
- c = coesione non drenata = 0.05 daN/cm^2
- γ = peso proprio = 1700 daN/m^3
- q = portata ammissibile delle terre di base = 4 daN/cm^2

La sezione dell'elemento è la seguente:

I coefficienti di spinta sono calcolati nei fogli 28-29 allegati e la spinta negli Allegati 30-31.

La spinta attiva sul muro da parte delle terre in condizioni sismiche per m di larghezza dà i risultati, con carico variabile sulla scarpata di 200 daN/m^2 e sulla via di 2000 daN/m^2:

S = spinta sul muro, sotto azione sismica = 6199 daN/m
S_h = spinta orizzontale, con azione sismica = 5825 daN/m
S_v = spinta verticale sul muro = 2121 daN/m



Inoltre: - peso proprio del muro al m: 0.35*3.4*2500 daN/m^3 = 2975 daN/m
- peso proprio della muratura al m: 0.15*3.4*2100 daN/m^3 = 1071 daN/m
- peso proprio della suola al m: 1.5*0.4*2500 daN/m^3 = 1500 daN/m
- peso del cuneo delle terre su suola al m: 0.65*3.3*1700 = 3647 daN/m

a- stabilità globale

Pur facendo parte di una struttura unica, l'elemento viene verificato alla stabilità globale. La verifica delle fondazioni viene calcolata successivamente.

approccio 1: A2+M2+R2

G1 = muro c.a.+ pietra + spinta verticale terre + cuneo terre = 2975+1071+1500+2121+3647 = 11314 daN/m = P

coefficienti: $\gamma_{G1} = 1$; $\gamma_R = 1.4$, da tab. 6.2.I delle NTC

V_{Ed} = azione = G1/1.6 = 11314/1.5 = 7.542 daN/m^2 = 0.75 daN/cm^2

R_{Ed} = resistenza del terreno = $4/\gamma_R$ daN/cm^2 (da Relazione Geologica) = 2.86 > V_{Ed}

b - scorrimento

La spinta orizzontale è S_h = 5825 daN/m = V_{Ed}

Dato il coefficiente di attrito suola-terreno f = 0.6 e il coefficiente riduttivo $\gamma_R = 1.1$, si ha la resistenza allo scorrimento $R_{Rd} = P*f/\gamma_R$ = 11314*0.6/1.1 = 6171 daN/m > V_{Ed}

3- ribaltamento

Il momento ribaltante sulla struttura rispetto a O è $M_{rib} = S_h*b$, dove b = 3.2/3 = 1.07 m: M_{rib} = 5825*1.07 = 6232 daN.m/m

Il momento stabilizzante è: M_{st} = 2975*0.67+1071*0.43+1500*0.75+2121*0.85+3647*1.17 = 9638 daN.m

Risulta: $M_{st} > M_{rib}$

4- collasso di fondazione-terreno

Si veda il punto 3.

Centro delle pressioni: AO = $(M_{st}-M_{rib})/P$ = (9638-6232)/10840 = 0.30 < 1.5/3 = 0.50; esterno al 3° medio, con sezione di base parzialmente compressa

Risulta, data B = larghezza della suola = 1.5 m:

p = pressione massima sul terreno = 2*P/(3*AO*100) = 2*11314/(3*30*100) = 2.51 daN/cm^2 = X_{Ed}

Resistenza delle terre: X_{Rd} = 4/1.4 = 2.86 daN/cm^2 > X_{Ed}

5- strutturale
coefficienti: $\gamma_{G1} = 1$
Il momento flettente massimo nella struttura è alla base del muro; vale $M_{Ed} = S_h*b = 6232$ daN.m/m.
La sezione orizzontale del muro, spesso 35 cm, è armata simmetricamente con 5+5Φ14/m (7.7+7.7 cm^2/m).
Il suo momento resistente ultimo vale (allegato 32): $M_{Rd} = 9750$ daN/m > M_{Ed}.

La sezione verticale della suola sotto il muro, spessa 40 cm, è armata simmetricamente con 5+5Φ10/m (7.7+7.7 cm^2/m). E' sottoposta allo stesso momento flettente visto sopra. Il suo momento resistente ultimo è superiore al precedente: $M_{Rd} > 9750$ daN/m > M_{Ed}.

6- cedimenti
Dati in carico concentrato P' = 11314-1500 = 9814 daN, il distribuito q = 1500 daN e il momento applicato nel centro delle pressioni della suola M = 6232 daN.m/m, si calcolano i cedimenti ipotizzando il terreno elastico alla Winkler con E = 150 daN/cm^2 e con modulo di reazione (costante di sottofondo) = 4.8 kg/cm^3 = 48000 kN/m^3
Si ricavano:
- cedimento massimo verso valle = +2.63 mm
- cedimento massimo verso monte = -0,67 mm
ininfluenti sulle strutture.

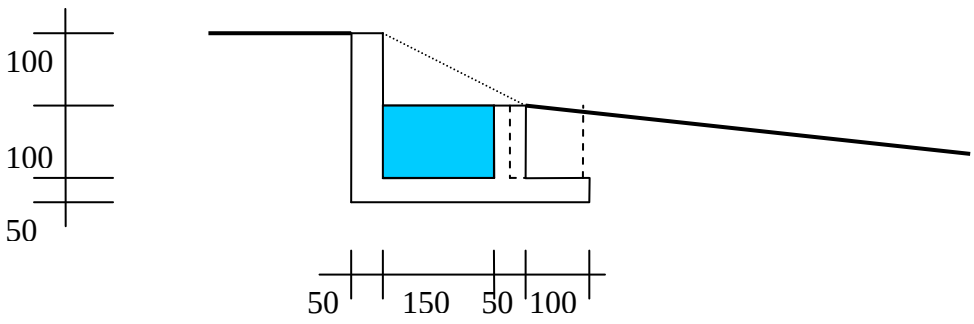
Ogni altra verifica per questo elemento è superflua.

BRIGLIE DI PRESA

La briglie di presa sono formate da murature di cemento armato, con sezione tipica come data nella figura seguente relativa alla larghezza unitaria:

Il contesto geologico corrisponde a quanto indicato nella Relazione Geologica, con i dati del terreno interessato dalle opere (coltre alluvionale):

- φ = attrito di attrito interno efficace = 30°
- c = coesione non drenata = 0.05 daN/cm^2
- γ = peso proprio = 1700 daN/m^3
- q = portata ammissibile delle terre di base = 4 daN/cm^2



Dati:
- peso del manufatto: m (0.5*2+3.5*0.5+0.5*1)*2500 daN/m^3 = 8125 daN/m = P
- γ_w = peso specifico dell'acqua = 10 kN/m^3
- γ_{sat} = peso specifico del terreno saturo = 17*1.3 = 22.1 kN/m^3

- peso dell'acqua contenuta: m 1.5*1*1000 daN/m^3 = 1500 daN/m
- peso delle terre sopra la suola di valle: 1*1*1700 daN/m^3 = 1700 daN/m
- spinta delle acque di monte: S = γ_w*1^2/2 = 500 daN/m

a- pressione sulle terre

Considerato il carico del manufatto, del contenuto d'acqua e delle terre sulla suola, si ha il carico totale P' = 8125+1500+1700 = 11325 daN sulla superficie A = 350*100 = 35000 cm^2.

La pressione massima sul terreno vale P'/A = 11325/35000 = 0.323 daN/cm^2, del tutto accettabile e rientrante nelle capacità di resistenza della coltre, come visto sopra.

b- ribaltamento

La verifica è superflua

c- scorrimento

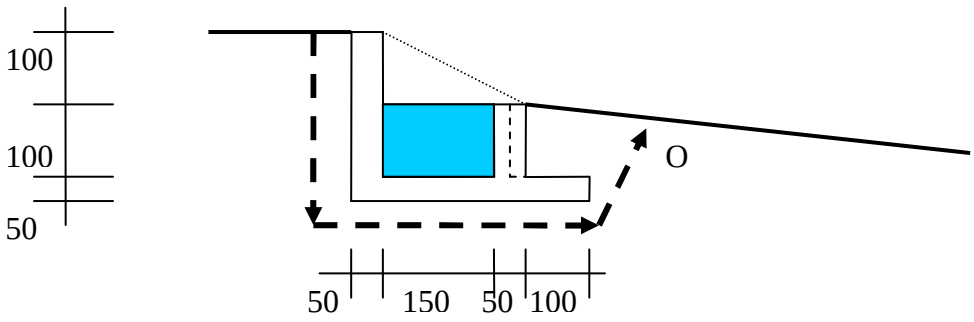
La spinta orizzontale è S = 500 daN/m = V_{Ed}

Dato il coefficiente di attrito suola-terreno f = 0.6 e il coefficiente riduttivo γ_R = 1.1, si ha la resistenza allo scorrimento minima R_{Rd} = P*f/γ_R = 8125*0.6/1.1 = 4432 daN/m > V_{Ed}

d- sifonamento

Nel caso delle opere di progetto il sifonamento può avvenire lungo il percorso minimo sui paramenti tra monte e valle, sotto l'azione della differenza di pressione che è massima in condizioni normali. Infatti in caso di piena massima il dislivello tra monte e valle del pelo libero è assai basso e comunque inferiore a 1 m presente nella sezione in condizioni di normalità.

Tale percorso è schematizzabile come indicato nella figura seguente.



Il percorso orizzontale minimo è lungo L = 2.5+3.5+1.5 =7.5 m.

Il terreno interessato dal tracciato della possibile asportazione di particelle (sifonamento) da parte delle acque risulta di caratteri omogenei (sabbie, ghiaie e argille limose)

Seguendo le NTC, 6.2.3.2, si hanno, dato h = salto tra peli liberi = 1 m

u_{inst} = pressione interstiziale in O = γ_w*h = 10*1 = 10 kN/m^2 = 10 kPa = E_d

con gradiente instabilizzante i = u_{inst}/L = 10/7.5 = 1.33 kN/m

Trascurando la componente verticale a vantaggio della sicurezza, la tensione efficace σ_o agente in P risulta:

$\sigma_o = \gamma_G * \sigma_v = \gamma_G * \gamma_{sat} * h = 0.9 * 22.1 * 1 = 19.89$ kN/m^2 = 19.89 kPa = C_d

dati: $\gamma_G = 0.9$ (Tab. 6.2.IV, NTC)
σ_v = tensione efficace verticale = $\gamma_{sat} * h$

con gradiente stabilizzante $i_s = \sigma_o / L = 2.65$ kN/m, maggiore in ogni tratto al gradiente instabilizzante i.

Risulta comunque $C_d > E_d$

Ulteriore verifica può essere effettuata considerando il gradiente di pressione i delle acque, i = h/L = 1/7.5 = 0.133 daN/m, inferiore al gradiente critico per il terreno del sito, che ha valore superiore a 0.20 daN/m, come da valore desunto dalle tabelle di Lane per i terreni sabbioso-ghiaiosi.

e- galleggiamento
Non pertinente

CONCLUSIONI

Tutte le verifiche danno esito largamente positivo. Ogni altra verifica è ritenuta superflua.

ALLEGATI

Oltre agli allegati sopra indicati, sono uniti alla presente:

- elaborati grafici di progetto architettonico
- elaborati grafici esecutivi e dei particolari costruttivi
- piano di manutenzione delle strutture
- relazione geologica e geotecnica;
- relazione geologica di approfondimento sismico.

Bobbio, 31 ottobre 2013

Il tecnico
(dr.ing. Aldo Galleti)