CONSORZIO BONIFICA 5 TOSCANA COSTA

SEDE LEGALE:
Via degli Speziali 17 - Loc. Venturina Terme 57021 CAMPIGLIA MARITTIMA (LI)
Telefono: +39 0565 85761 *Fax:* +39 0565 857690
Posta Certificata: cbaltamaremma@pcert.
Sito web: www.cbtoscanacosta.it
C.F.01779220498

OGGETTO

- 01781 (ex 00349) - Fiume Pecora _ Interventi strutturali
- 01779- Fiume Pecora - Casse di laminazione (L.183/89- Altto integrativo accordo di programma del 24.11.2003)

INTERVENTI DI RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO DEL FIUME PECORA

- REALIZZAZIONE DI UNA CASSA DI ESPANSIONE IN DERIVAZIONE IN SX UBICATA IN LOC. SCOPAIONE - COMUNE DI SCARLINO (GR)
- OPERE DI RINGROSSO ARGINALE IN LOC. CANNAVOTA - COMUNE DI FOLLONICA E SCARLINO (GR)
- ADEGUAMENTO DELLE SEZIONI DI DEFLUSSO DEL CANALE DEMANIALE GORA DELLE FERRIERE IN LOC. VADO ALL'ARANCIO COMUNE DI MASSA MARITTIMA (GR)

CUP E34B07000040001

PROGETTO ESECUTIVO:
Calcoli delle strutture, verifiche filtrazione e sifonamento, dimensionamento particolari costruttivi
Soglie sfioranti ingresso/uscita - Reticolo esterno alla cassa

Il Resp. del Procedimento
Dott. Alessandro Fabbrizzi

Progettisti
Geom. Angela Nencioni
Ing. Lorenzo Rotelli
P.A. Michele Sicurani

Consulenza esterna:
Università di Pisa
Il Resp. Scientifico:
Prof. Ing. Stefano Pagliara

Consulenza esterna
Dott. Ing. Fernando Muccetti

DATA	ELAB.
Agosto 2014	A4

1 Studio dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione

Il sifonamento consiste nell'asportazione di materiale sciolto nei punti in cui il moto filtrante emerge alla superficie del suolo. Il rischio di sifonamento si manifesta con l'apparire di fontanazzi, ossia emergenze d'acqua su paramento di valle dell'argine o sul terreno a tergo di questo. Una prima verifica empirica può essere condotta valutando la limpidezza dell'acqua filtrante: se l'acqua risulta limpida, vuol dire che il sifonamento non è ancora in atto, se dovesse risultare intorbidita, per la presenza di materiale trascinato, significa che il fenomeno si è già innescato.

Nella presente relazione si descrivono le verifiche di stabilità del terreno soggetto ai fenomeni di filtrazione condotte tramite il software di calcolo SEEP/W del pacchetto GEOSTUDIO 2012 Standard – Licenza N. serie 103619 della GEOS-LOPE International Ltd Calgary, Alberta, CANADA T282Y5. Il presente studio è stato impostato considerando la configurazione geometrica delle varie sezioni tipo, nonché i diversi parametri fisici da adottare nelle analisi (permeabilità, condizioni al contorno, condizioni di vincolo di valle e di monte, etc.).

Il programma permette di costruire un modello numerico agli elementi finiti con il quale simulare la filtrazione dell'acqua all'interno di materiali di diversa natura.

La verifica è stata condotta in condizioni stazionarie, simulando una configurazione ad equilibrio raggiunto di moto di filtrazione per terreni saturi/non saturi.

Il controllo della stabilità del terreno soggetto alle forze di filtrazione è stato svolto, come descritto in dettaglio nelle pagine successive.

1.1 Descrizione del codice di calcolo

L'espressione dell'equazione di *Richards (1931)* accoppiata alla formulazione di Darcy generalizzata (valida cioè per flussi di acqua in terreni in condizione di parziale saturazione), assume la forma:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right)+Q=\frac{\partial \eta}{\partial t} \qquad \text{eq. 1}$$

- k_i permeabilità idraulica nella direzione $i-$sima $(i=x, y, z)$
- $H=\frac{u_w}{\gamma_w}+y$ (eq. 2) carico totale
- Q flusso puntuale applicato al contorno
- η contenuto volumetrico d'acqua; dato dal prodotto della porosità n per il grado di saturazione S_r

in termini pratici, essa esprime il bilancio di acqua all'interno di un volume elementare di terreno per il quale la differenza algebrica tra i flussi entranti ed uscenti è uguale alla variazione di liquido immagazzinato in esso; tale relazione può interpretarsi anche come l'uguaglianza tra la somma delle variazioni puntuali di flusso più il flusso esterno applicato e la variazione istantanea del contenuto volumetrico d'acqua.

Al secondo membro dell'**eq.1**, assumendo che la tensione totale σ e la pressione dell'aria u_a restino costanti, la variazione del contenuto volumetrico d'acqua η risulta dipendente dalla sola variazione della pressione della fase liquida u_w ; il legame tra η e u_w è rappresentato dall'equazione di ritenzione:

$$\partial\eta = m_w \partial u_w = m_w \gamma_w \partial(H - y) \qquad \text{eq. 3}$$

- m_w pendenza della curva di ritenzione

Sostituendo l'**eq.3** nell'**eq.1** e considerando che la quota geodetica *y* non vari nel tempo, si giunge all'equazione differenziale generale di governo risolta in *Seep/W*:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial H}{\partial t} \qquad \text{eq. 4}$$

2 Schema di calcolo utilizzato

Le sezioni analizzate sono quelle di progetto, rispettivamente degli argini perimetrali della Cassa di Laminazione e l'argine sinistro del torrente Pecora, che fungendo anche da contenimento per la cassa, risulta sollecitato idraulicamente da entrambi i lati e sul quale è per questo previsto un rafforzamento ed un rialzamento.

Sono stati infine analizzati i nuovi argini della Gora della Ferriera, nel tratto di intervento.

2.1 Caratteristiche dei materiali

In corrispondenza delle opere sono state riportate le stratigrafie, in base alla caratterizzazione geognostica descritta nella relazione geologica e nella discretizzazione del dominio di calcolo si è tenuto conto pertanto dei vari litotipi costituenti sia l'opera sia il terreno circostante. In particolare sono stati raggruppati i seguenti elementi tipici con le relative caratteristiche:

Sabbie Limose/Limi Sabbiosi (sl) e/o Terreni di riporto degli argini esistenti (tr)

φ_k = 35.2°
c'_k = 0.17 kg/cm^2
γ_k = 2.05 t/m^3
γsat_k = 2.5 t/m^3
Ed_k = 32.7 kg/cm^2 ($1 < \sigma_n < 2$)
Ey_k = 272.5 kg/cm^2
$K0_k$ = 6.83 kg/cm^3
Dr_k = 64.52 %
K = 1.97x 10^{-4} cm/sec
w = 23.78 %

Argille limose/Limi argillosi (al)

φ_k = 26.2°
c'_k = 0.13 kg/cm^2
γ_k = 1.97 t/m^3
γsat_k = 2.65 t/m^3
Ed_k = 23.83 kg/cm^2 ($1 < \sigma_n < 2$)
K = 6.03 x 10^{-5} cm/sec
w = 31.75 %

Argille (arg) e materiali impiegati per i nuovi argini e per I rialzamenti (buono)

φ_k = 19.6°
c'_k = 0.06 kg/cm^2
γ_k = 1.66 t/m^3
γsat_k = 1.91 t/m^3
Ed_k = 55.3 kg/cm^2
Ey_k = 80.0 kg/cm^2
K = 5.3 10^{-6} cm/sec
w = 33.81 %

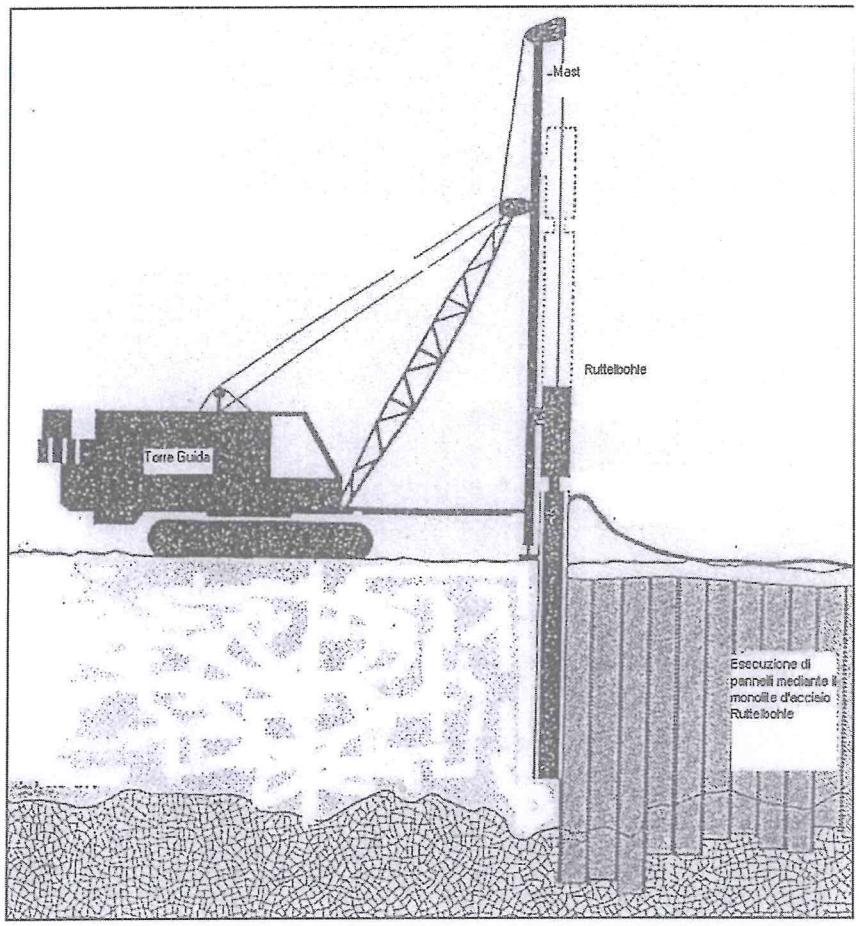
Sabbie e sabbie ghiaiose (sg)

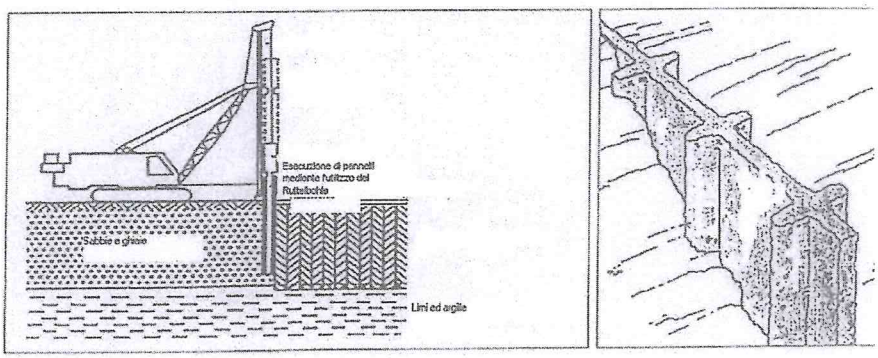
φ_k = 34.1°
γ_k = 1.92 t/m^3
Ed_k = 52.1 kg/cm^2
Dr_k = 49.04 %
K = 1.66 x 10^{-3} cm/sec
w = 29 %

Ghiaie e ghiaietto in matrice sabbioso limosa (gh)

φ_k = 32.4°
γ_k = 1.95 t/m^3
γsat_k = 1.97 t/m^3
Ed_k = 118.28 kg/cm^2
Ey_k = 144 kg/cm^2
$K0_k$ = 3.69 kg/cm^2
Dr_k = 48.14 %
K = 1.66 x 10^{-3} cm/sec
w = 29 %

Il materiale costituente l'eventuale setto plastico, realizzato con getti a bassa pressione, previsto in progetto, è stato invece assunto con coefficiente di permeabilità K = 1x10^{-9} m/sec., secondo le indicazioni dei principali costruttori.





SCHEMA DI REALIZZAZIONE SETTO PLASTICO

In allegato si riportano i dati di input dei litotipi impiegati nelle varie stratigrafie.

2.2 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno sono state scelte invece rispettando la natura del fenomeno fisico, in particolare imponendo:

Per il Torrente Pecora

Livello dell'acqua nella cassa di laminazione, in funzione del massimo invaso della stessa verificando sia i nuovi argini perimetrali della cassa stessa sia l'argine sinistro del Pecora, il quale viene rialzato proprio per adeguare il franco su quel lato a quello della cassa di laminazione.

Livello dell'acqua nell'alveo del Pecora al livello della massima altezza consentita dagli argini attuali, quale configurazione ancora più cautelativa, rispetto ai livelli di massima piena duecentenaria, calcolati con le simulazioni monodimensionali di deflusso, in quanto comunque "geometricamente" possibile. In pratica è stata verificata la filtrazione nell'argine sinistro del Pecora (rialzato), ammettendo che l'acqua possa raggiungere,in alveo, il livello di inizio sfioro sull'argine destro.

Per il fosso Gora delle Ferriere

Livello dell'acqua in alveo al livello di inizio sfioro degli argini, volendo mettere in conto anche in questo caso una configurazione "geometricamente" possibile anche se di molto superiore ai valori derivanti dalle portate duecentenarie

3 Risultati

Nella tavola allegata si descrive l'esito delle verifiche e si riportano le figure riguardanti lo schema del reticolo di calcolo (input), l'andamento delle superfici isobare (compresa la superficie a pressione atmosferica), quello delle superfici equipotenziali (a carico totale costante), nonché il campo di moto.

Dalle figure relativa alle superfici isobariche si osserva anche l'andamento della superficie a pressione atmosferica. La sezione trasversale dell'argine assicura la copertura della linea di filtrazione che si stabilisce all'interno del corpo arginale.

3.1 Verifiche di sifonamento

Una volta tracciate le linee di filtrazione e determinate quindi le pressioni interstiziali, per quanto riguarda le verifiche al sifonamenti, le NTC-08 recitano:

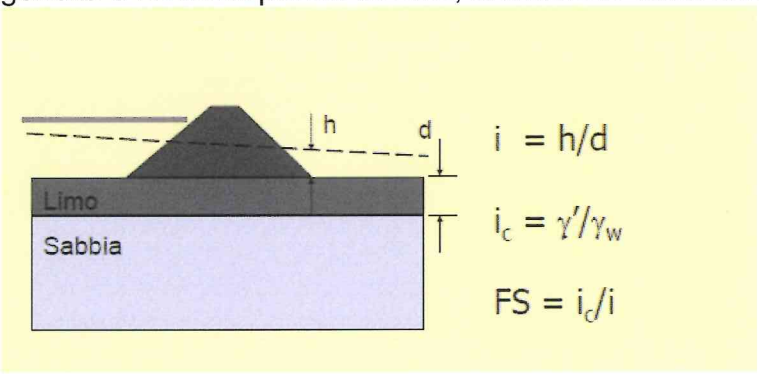
"Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale stabilizzante risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante, tenendo conto dei coefficienti parziali della tabella 6.2.IV"

Tabella 6.2.IV – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

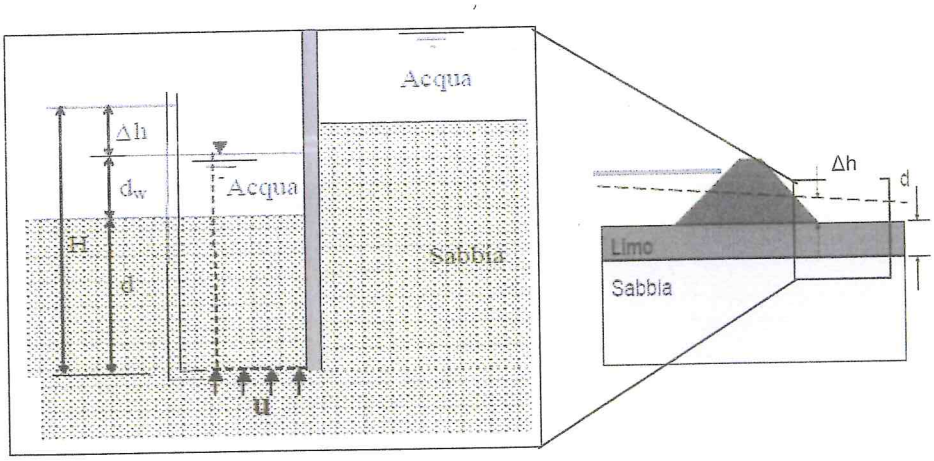
In pratica perché la verifica sia soddisfatta è necessario che la forza instabilizzante (maggiorata del 30% per tener conto del coefficiente maggiorativo imposto dalla norma) deve risultare inferiore al 90% della forza stabilizzante (sempre per tener conto delle penalizzazioni imposte dalla norma)

Infine per ogni sezione è stato calcolato un fattore di sicurezza (FS) determinato con la nota formula sotto riportata con lo schema di riferimento adottato. Essendo il sifonamento un fenomeno improvviso, senza segni premonitori, ed essendo difficile tener conto di fattori quali l'eterogeneità e l'anisotropia del terreno, si adottano valori alti di FS (> 3 ÷ 3,5)



L'altezza della piezometrica sul paramento d valle è stata imposta minimo 0,25 mt e 0,50 mt in caso non interessamento del paramento di valle o di lieve interessamento dello stesso, valutando negli altri casi l'altezza effettiva dal piede, approssimata sempre per step in eccesso.

Le verifiche hanno quindi riguardato il terreno adiacente il paramento di valle degli argini, secondo la tabella e gli schemi di calcolo di seguito riportati.



$d_w=0$

$i = \Delta h/d$

$i_c = \gamma'/\gamma_w$

$FS = i_c/i$

$u_{inst,k} = \gamma_w(d + d_w + \Delta h)$ $\sigma_{stb,k} = \gamma_{sat}d + \gamma_w d_w$

γ_w = acqua γ_{sat}= terreno saturo $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Sezione		d (mt)	Δh (mt)	$\gamma_{sat,k}$ (t/mc)	$u_{inst,k}$ (t/mq)	$\sigma_{stb,k}$ (t/mq)	Verifica $1,3\ u_{inst,k} < 0,9\ \sigma_{stb,k}$	FS
PECORA	2034.5 a	2,2	1	2,65	3,2	5,83	SI	3,63
	2034.5ar	1,6	1,8	2,65	3,4	4,24	NO	1,47
	2035 a	4,5	1	2,65	5,5	11,925	SI	7,43
	2035 ar	1	0,7	2,65	1,7	2,65	SI	2,36
	2036 a	4,6	2,3	2,5	6,9	11,5	SI	3
	2036 ar	1	1	2,5	2	2,5	NO	1,5
	2036.5 a	1	0,25	2,65	1,25	2,65	SI	6,6
	2036.5 ar	0,5	0,25	2,65	0,75	1,325	SI	3,3
CASSA	2034.5 c	2,5	0,25	2,65	2,75	6,625	SI	16,5
	2035c	4	0,25	2,5	4,25	10	SI	24
	2036.5 c	0,6	0,25	2,5	0,85	1,5	SI	3,6
GORA FERRIERE	2500.5 d	4	0,25	2,5	4,25	10	SI	24
	20500.5 s	4	0,25	2,5	4,25	10	SI	24
	20501.7 d	3	0,25	2,5	3,25	7,5	SI	18
	2501.7 s	3	0,25	2,5	3,25	7,5	SI	18
	2502 d	2	0,25	2,65	2,25	5,3	SI	13,2
	2502 s	2	0,25	2,65	2,25	5,3	SI	13,2
	GOR08new	4	1,5	2,65	5,5	10,6	SI	4,4

Con il suffisso "a" si indicano le sezioni di argine del pecora, sollecitate idraulicamente con acqua sul lato esterno, lato cassa, mentre con il suffisso "ar" si indicano gli stesis argini, sollecitati stavolta con acqua in alveo.
Con il suffisso "c" si intendono le sezioni degli argini perimetrali della cassa, mentre con il suffisso "d" ed "s" si indicano gli argini destro e sinistro della gora delle ferriere.

4 Conclusioni

Le verifiche mostrano una convergenza dei due metodi adottati (quello imposto dalla norma e quello noto in letteratura) in quanto in corrispondenza di Fattori di Sicurezza (FS) di molto inferiori a 3-3,5 non è parimenti soddisfatta la verifica di norma.

Le verifiche, grazie all'approfondimento del quadro geognostico, mostrano una non reale necessità di realizzare il setto impermeabile negli argini perimetrali dalla cassa, così come previsto nel progetto definitivo.

Si dovrà avere soltanto cura di realizzare il nucleo centrale degli stessi con materiale "buono" reperibile in loco, avente caratteristiche litologiche di "argilla" ed utilizzando il materiale meno impermeabile solo per le controbanche laterali.

In questo modo si raggiungono coefficienti di sicurezza di molto superiori ai valori minimi consigliati, mentre emerge con chiarezza la necessità di intervenire sugli argini del Pecora, sempre nella configurazione di acqua lato alveo, dalla sezione 2034.5 fino alla sezione 2036 compresa, in quanto tutte le sezioni, pur soddisfacendo la verifica minima imposta dalla norma, non risultano dotate di pari elevati coefficienti di sicurezza.

Negli elaborati grafici si riportano anche i risultati delle analisi della filtrazione nelle sezioni 2034.5, 2035, 2036 , stavolta dotate di setto impermeabile centrale. Immorsato negli strati impermeabili sottostanti, evidenziandone l'effetto sulla piezometria che si annulla al piede, scongiurando il fenomeno del sifonamento.

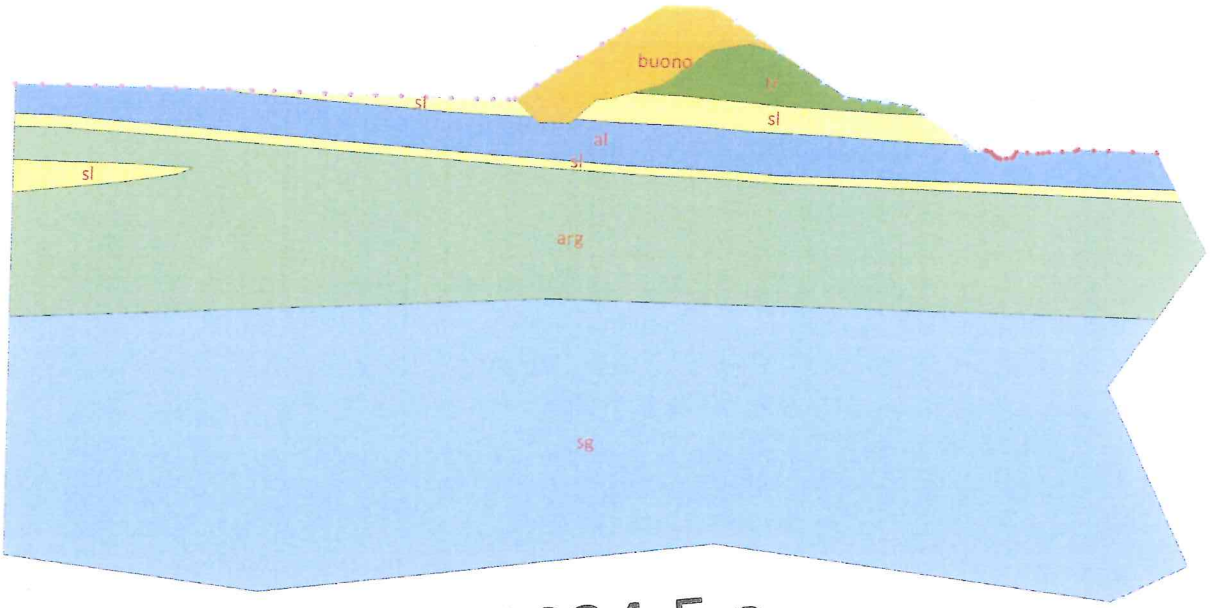
.

Piombino

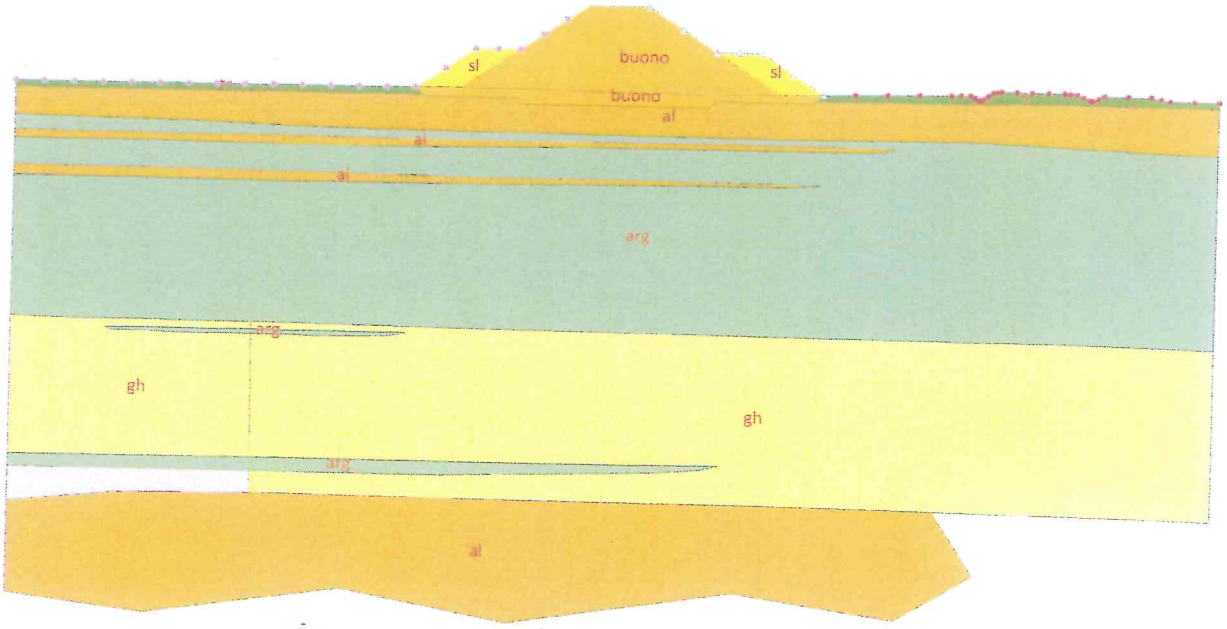
Il Tecnico

Dott. Ing. Fernando MUCCETTI
ORDINE INGEGNERI PROV. LIVORNO
SEZ. A
N. 1027
Civile Edile - Ambientale
Ing. Industriale

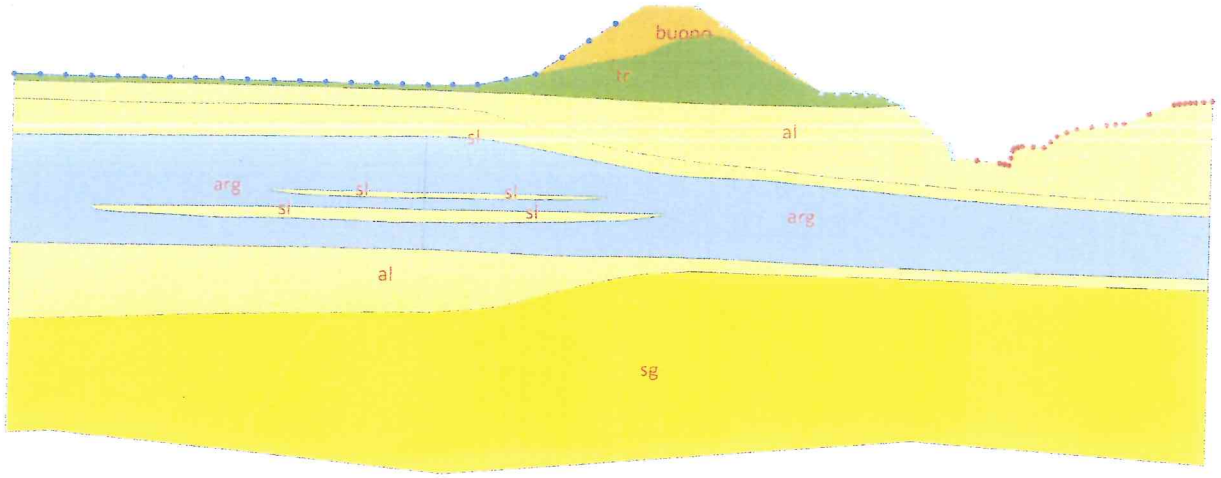
Allegati
Sezioni geolitologiche di calcolo
Tavola con diagrammi di flusso



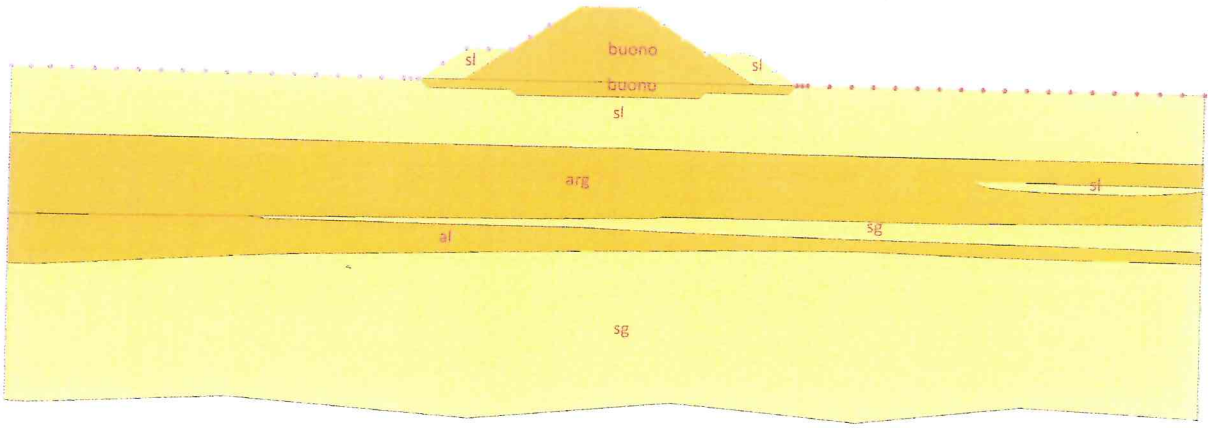
2034.5 a



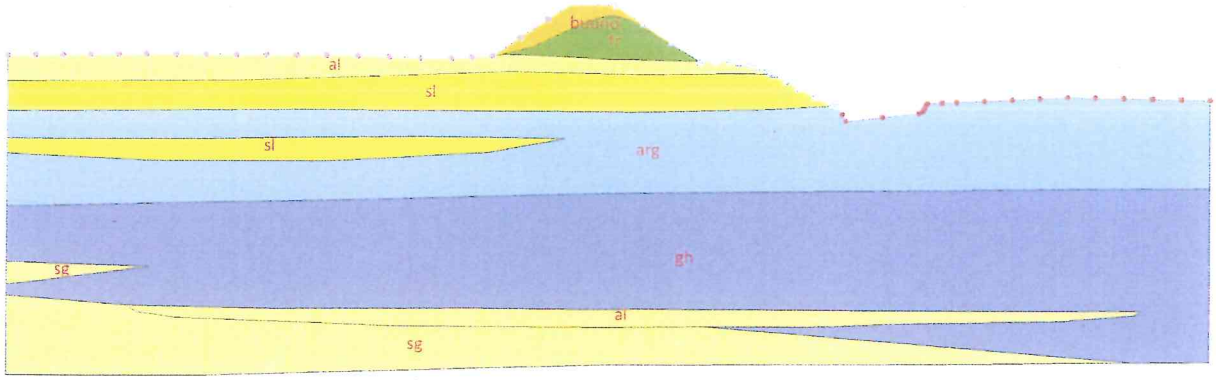
2034.5 c


buono
tr
sl
al
arg
sl
sl
sl
sl
arg
al
sg

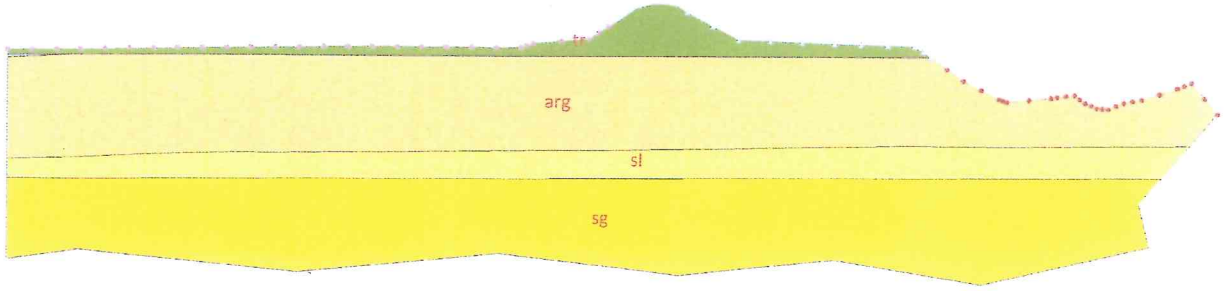
2035 a


sl
buono
sl
buono
sl
arg
sl
al
sg
sg

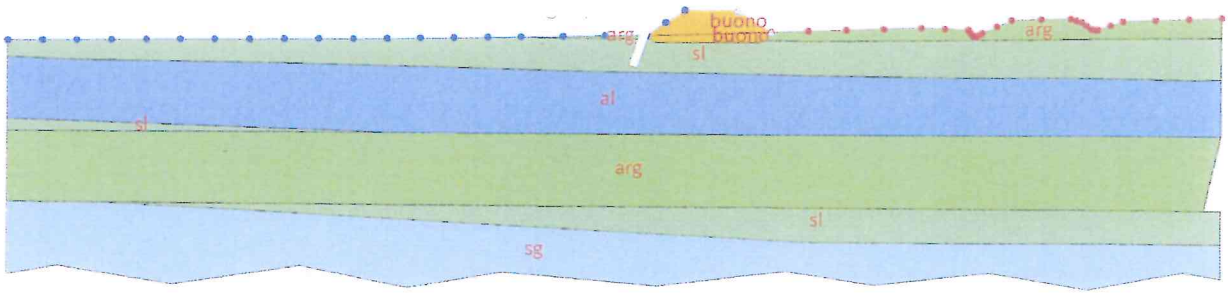
2035c



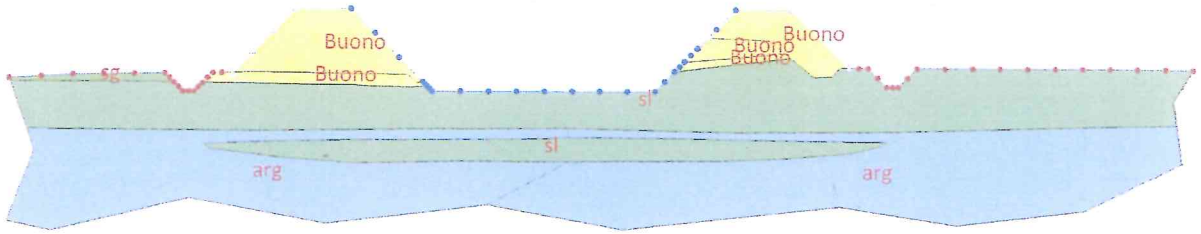
2036 a



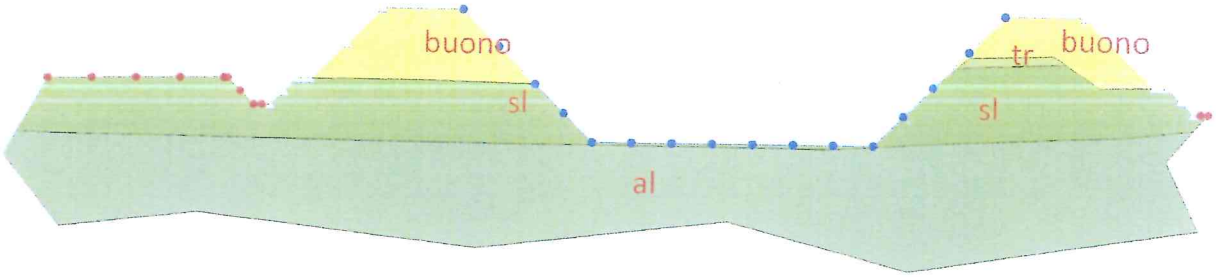
2036.5 a



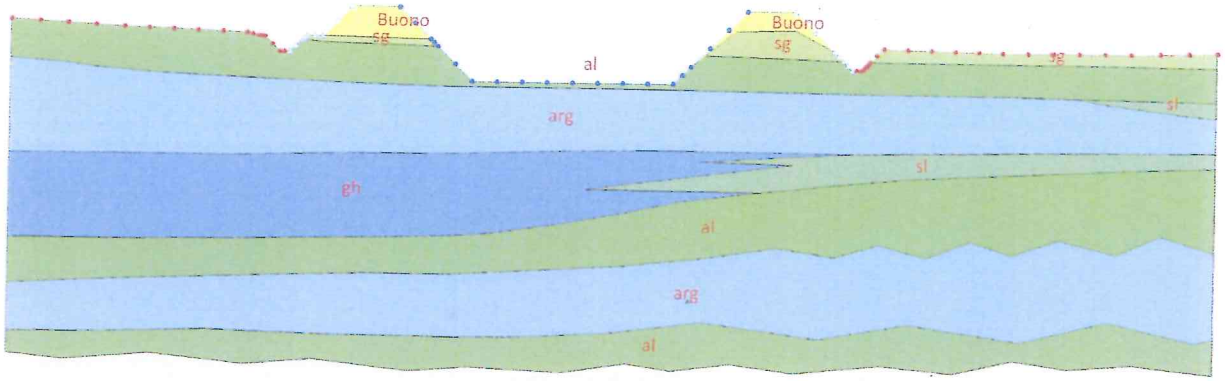
2036.5 c



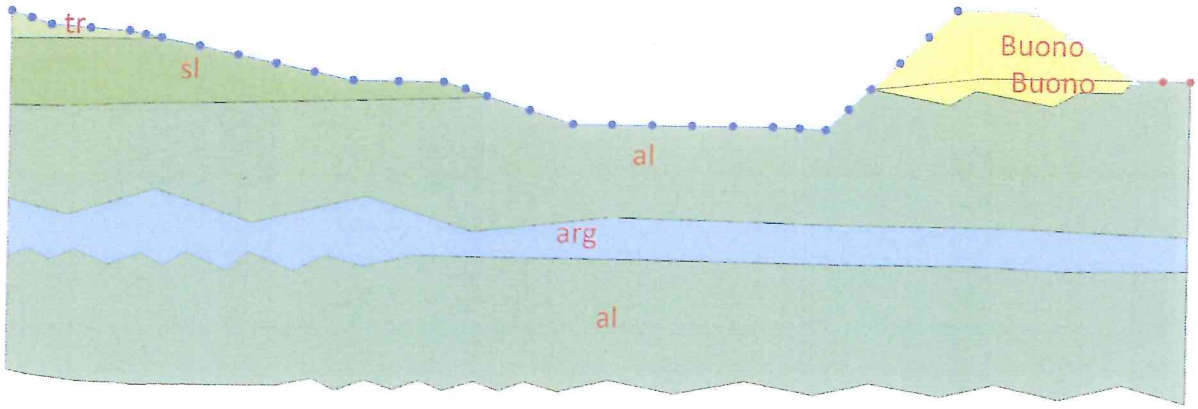
2500.5



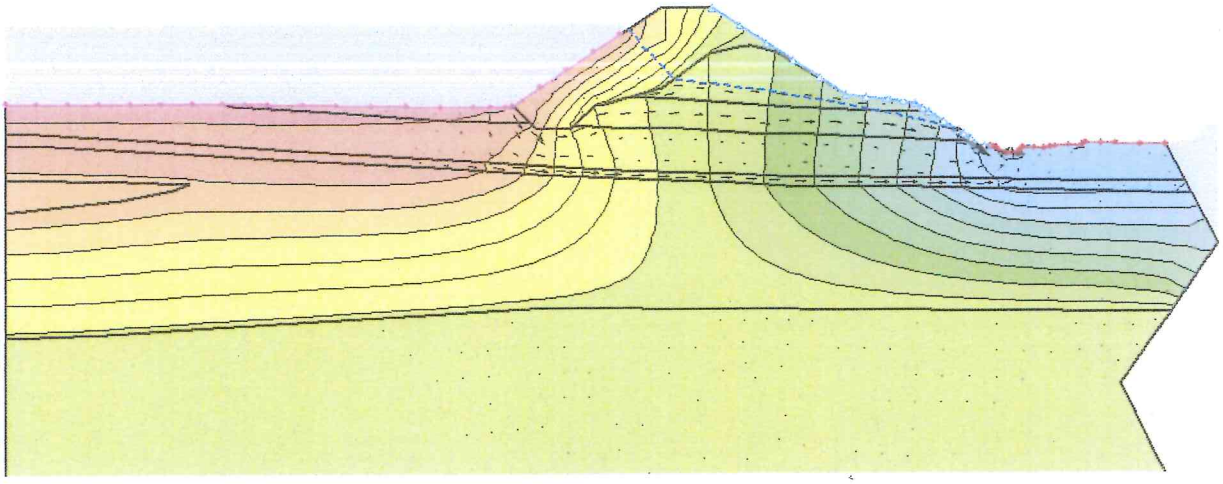
2501.7

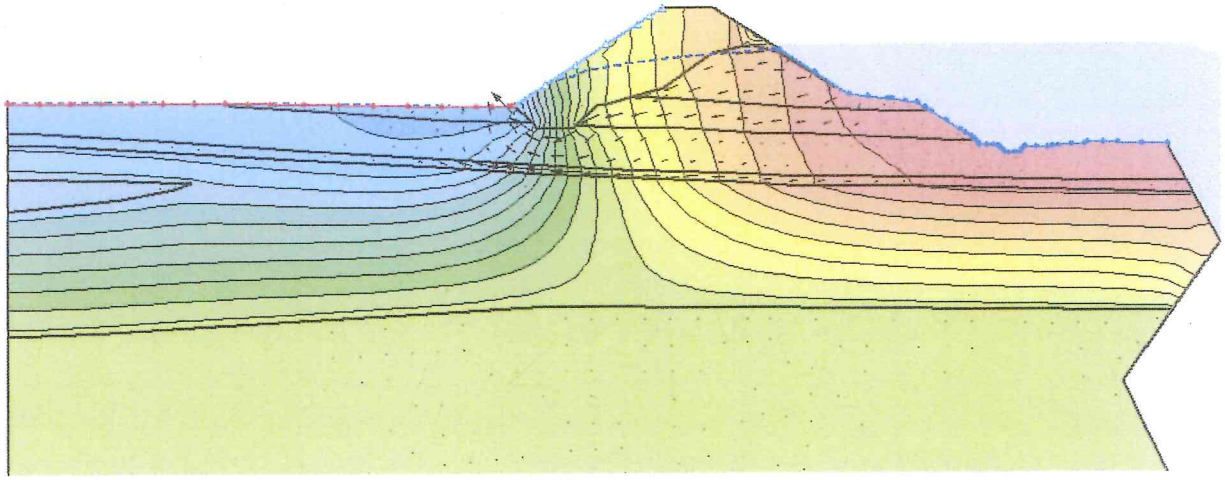


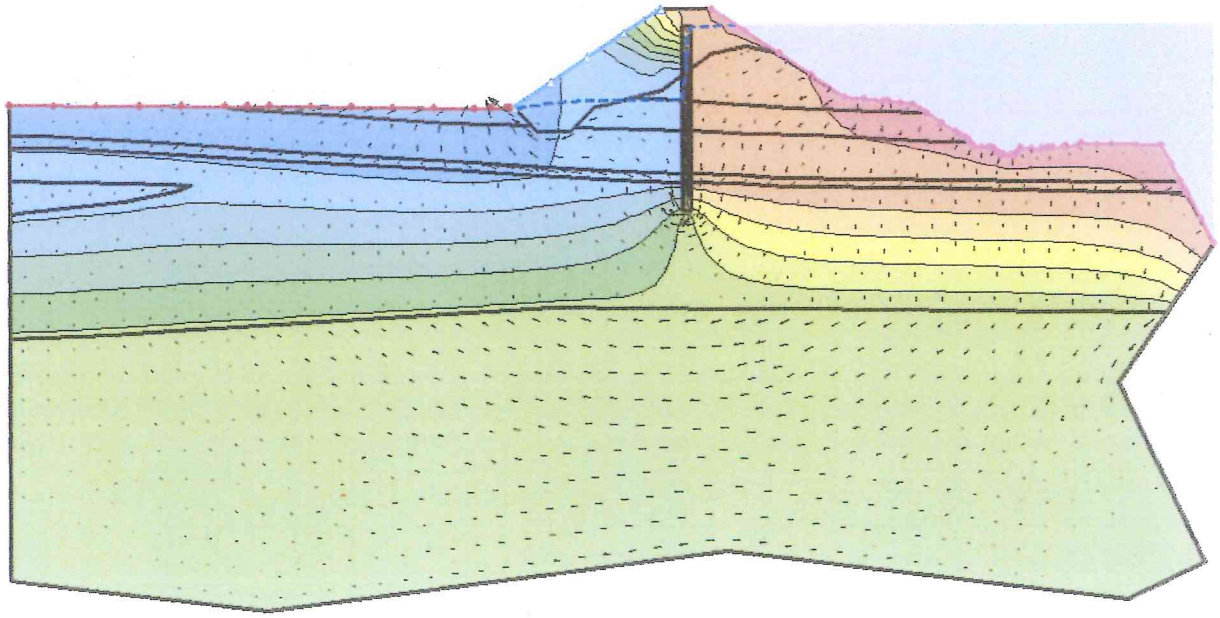
2502



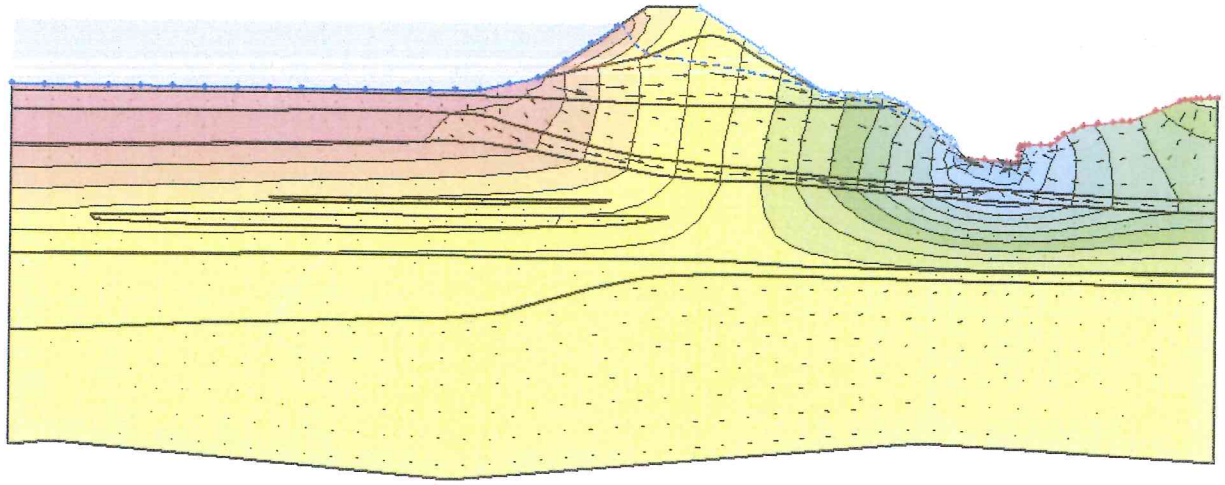
gor0.8newmod

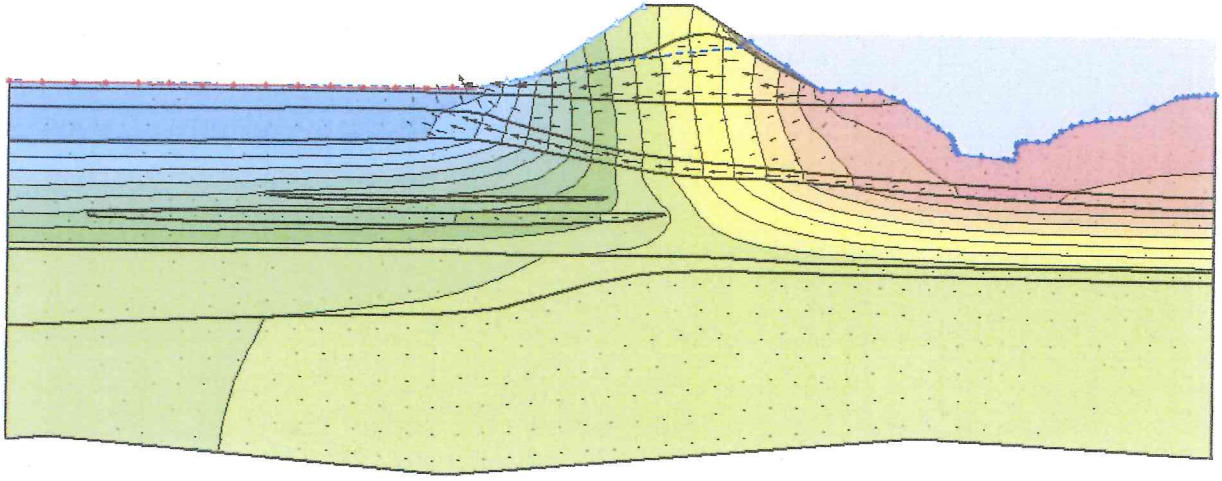


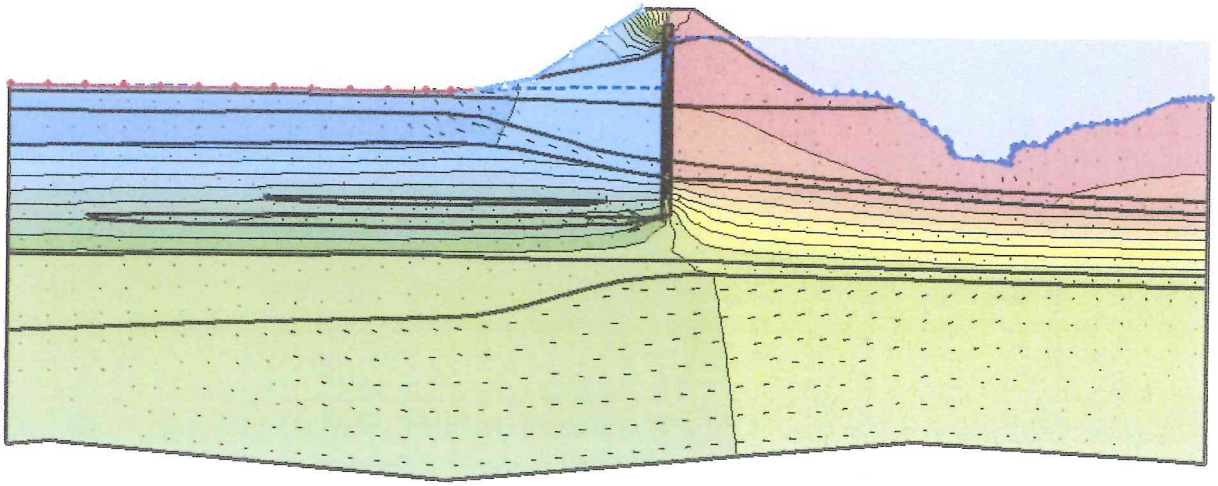




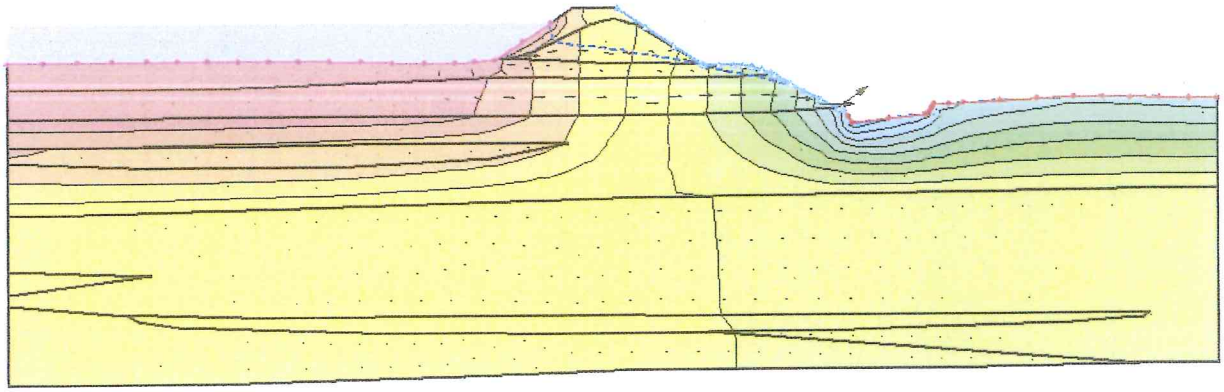
2034.5

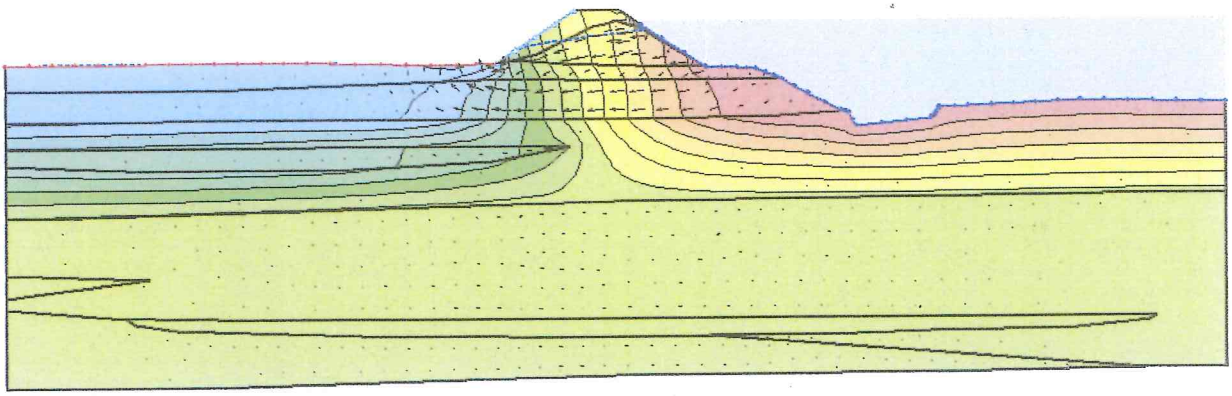


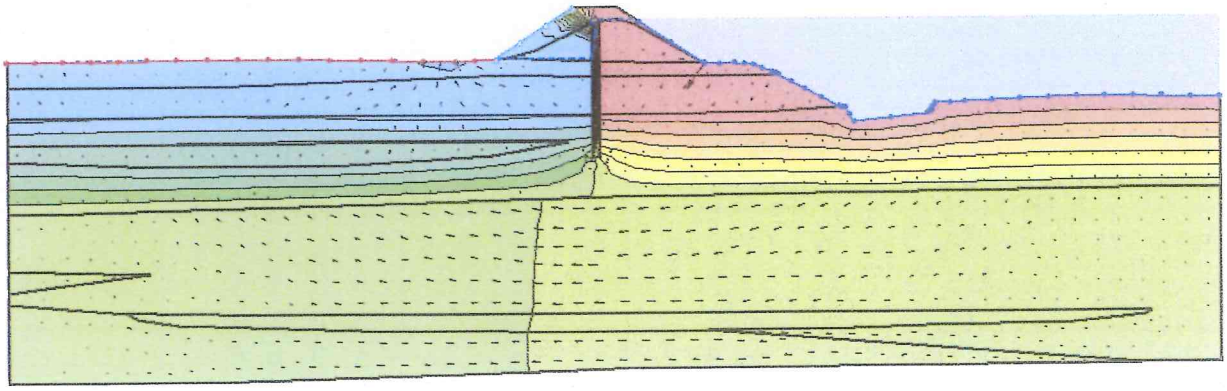




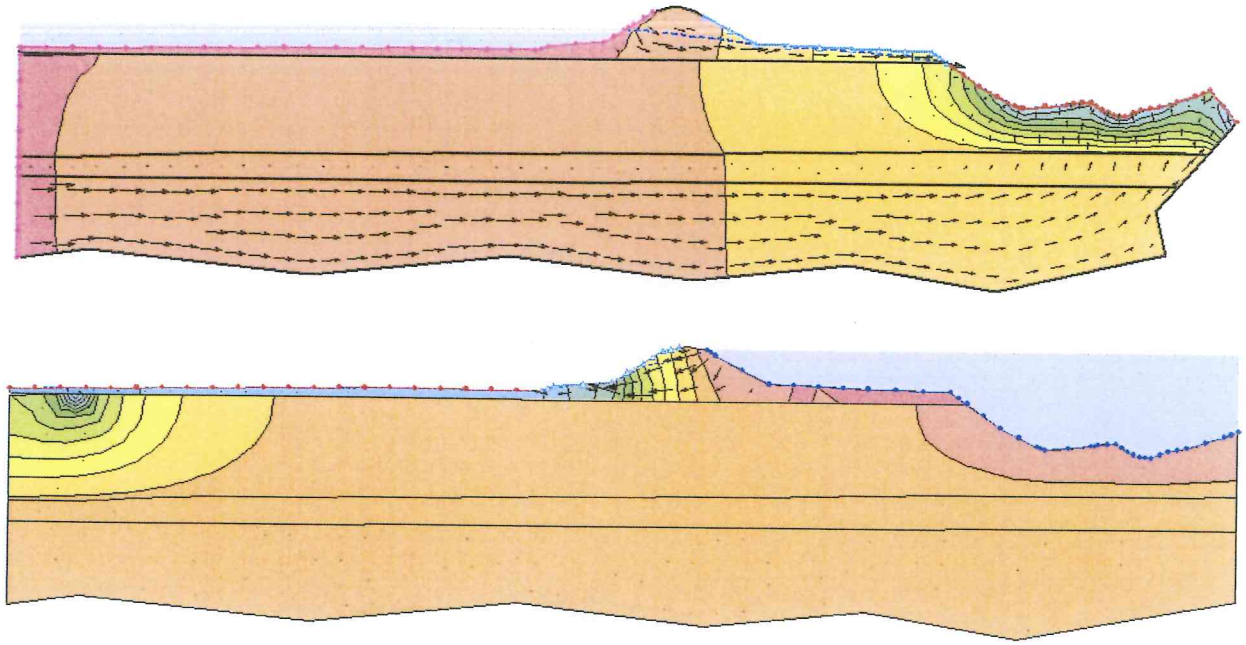
2035



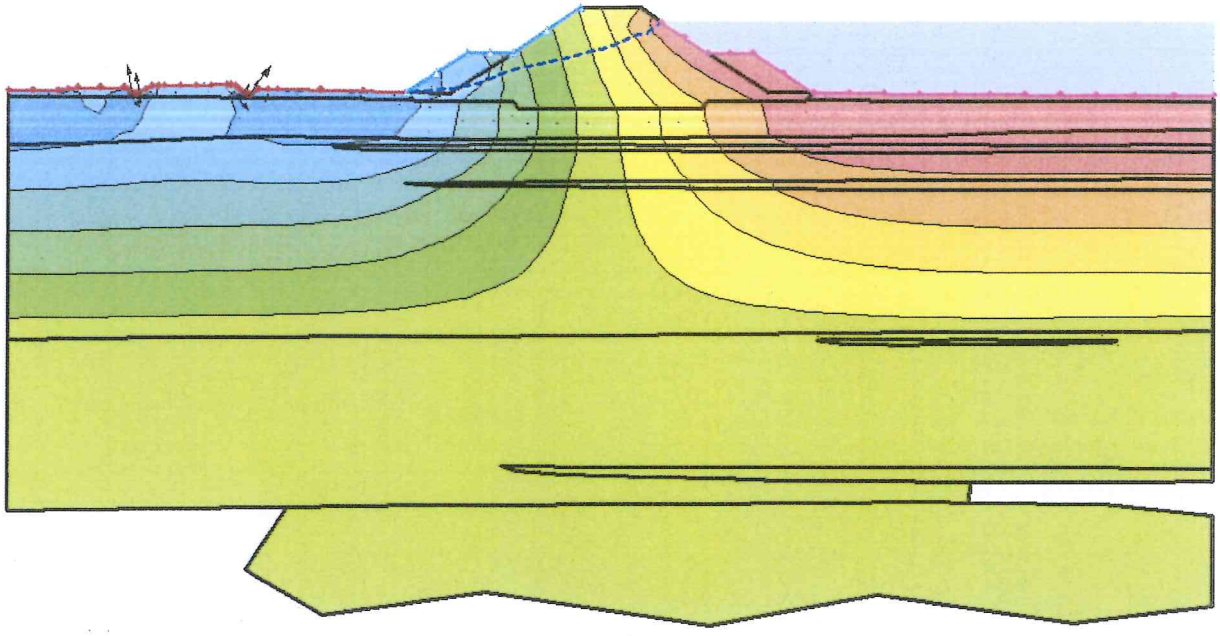




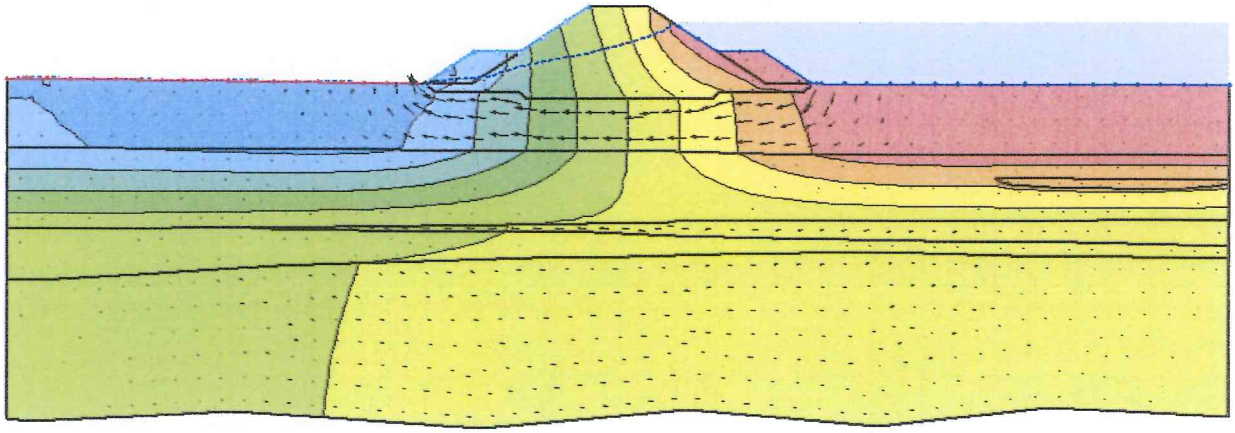
2036



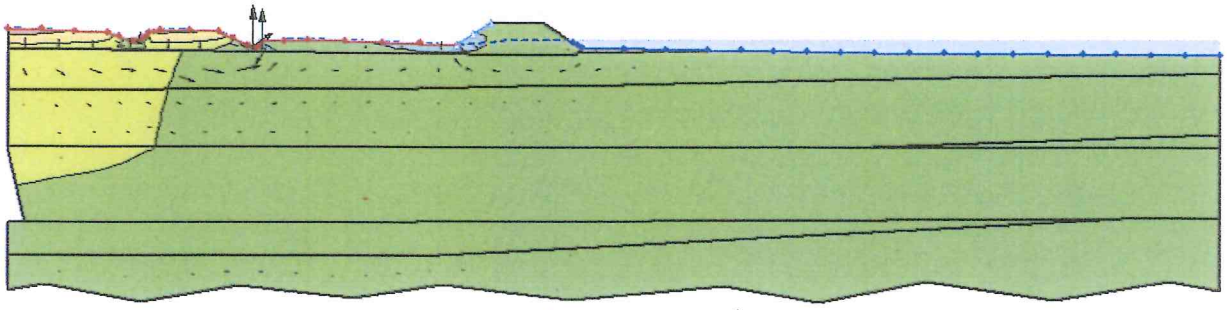
2036.5



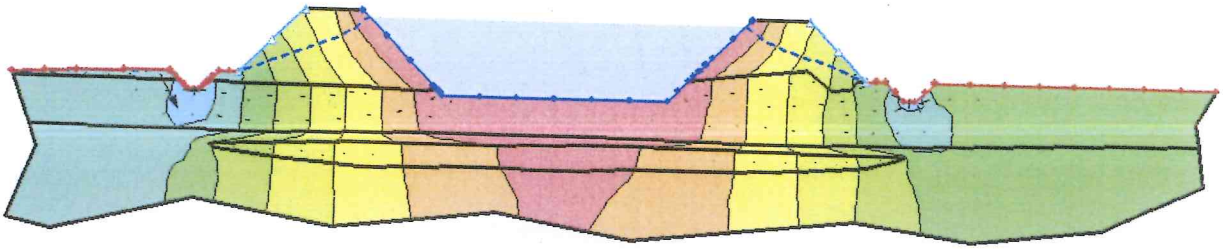
2034.5



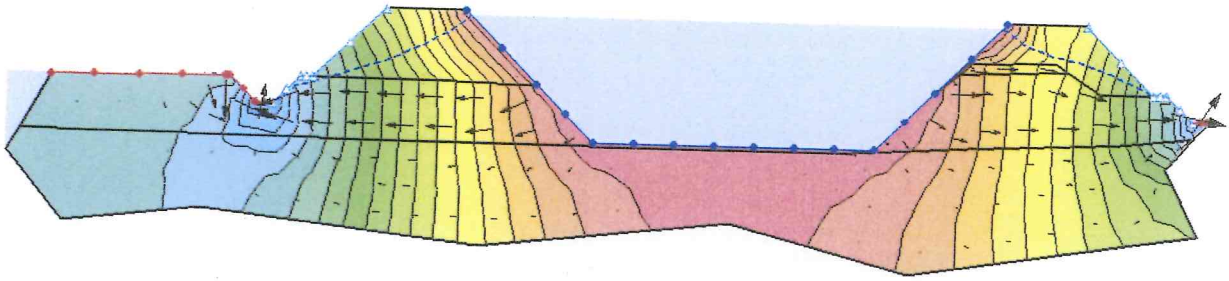
2035



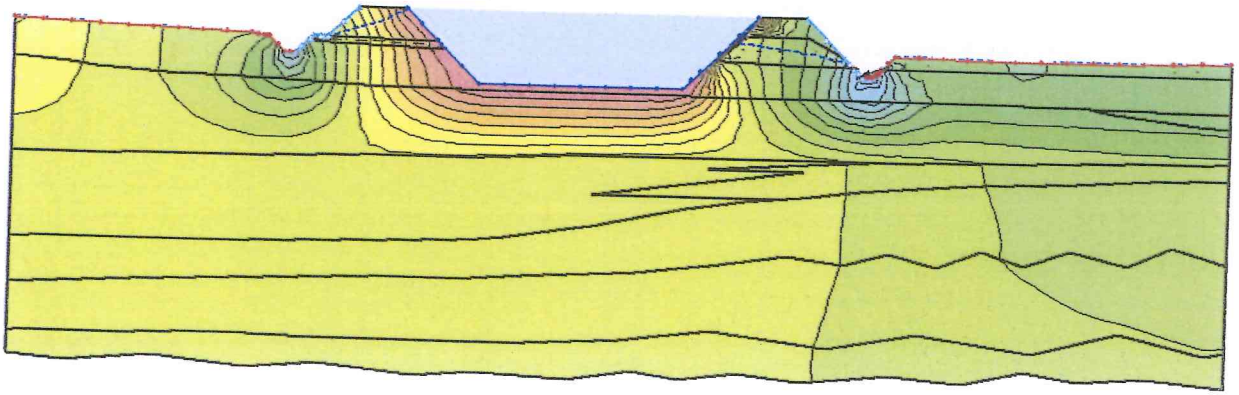
2036.5



20500.5



20501.7



2502

1. PREMESSA

La presente relazione vuole descrivere il dimensionamento e le verifiche statiche dei dettagli costruttivi facenti parte del progetto.

In particolare si identificano tre principali elementi che sono stati oggetto di calcolazione statica, rispettivamente:

a) briglia in c.a. con bocca tarata per la derivazione dalla gora della ferriere

b) briglia in gabbioni sulla gora delle ferriere, in corrispondenza della derivazione di cui al punto precedente

c) palancolato metallico in corrispondenza dello sfioratore e dello scarico di fondo della cassa di laminazione

Le due tipologie di briglia esaminate, sono state verificate preventivamente all'equilibrio globale, calcolando poi separatamente le armature per la sola briglia in c.a.
Analogamente con apposito software di calcolo sono state dimensionate e verificate le palancole metalliche.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa a cui si fa riferimento , per le verifiche dei manufatti sopra richiamati , validi per costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d'uso I e II , limitatamente ai siti ricadenti in zona 4 sono le seguenti

1) **D.M 14.01.2008** - Norme tecniche per le costruzioni;

2) **D.M. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617** : Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

3. BRIGLIA IN C.A. CON BOCCA TARATA

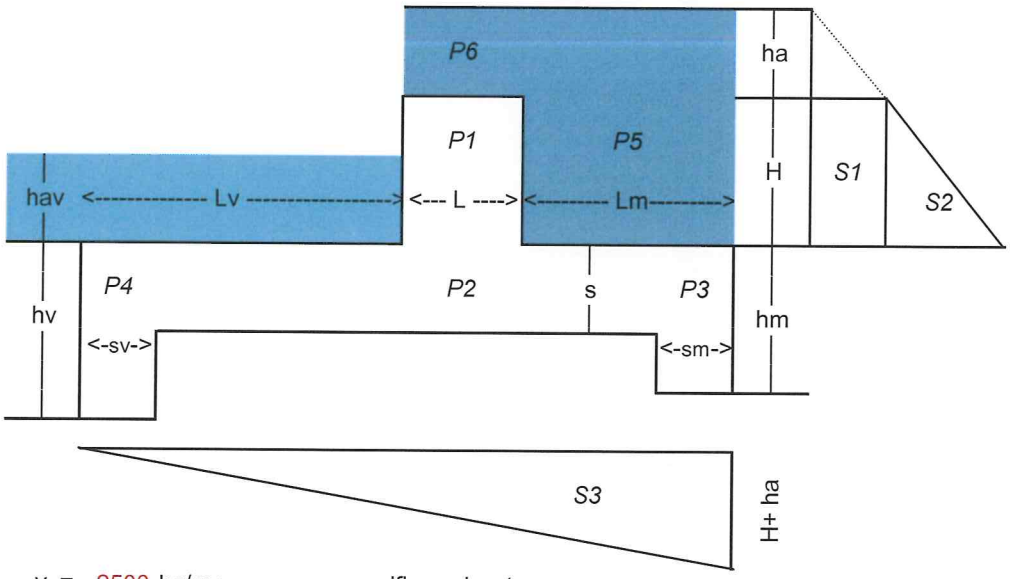
La briglia sarà realizzata in cls armato ed è costituita da un muro di sbarramento del flusso, largo circa 9 mt, per una altezza di circa 3,60 mt dotata di una bocca tarata centrale delle dimensioni di 1x1 mt.

La funzione di tale dispositivo è di consentire il mantenimento della portata verso il consumo industriale, derivata dalla Gora delle ferriere anche a seguito della realizzazione delle opere di messa in sicurezza.

La verifica strutturale della briglia è stata eseguita assimilando il comportamento del manufatto ad un muro di sostegno in c.a. soggetto all'azione della spinta idraulica dovuta al peso dell'acqua di monte, al peso dell'acqua di testa ed ad una sottospinta esercitata dal terreno a monte contro l'opera di fondazione. E' stato eseguito il calcolo di

stabilità generale della briglia , verificando il minimo coefficiente di sicurezza al ribaltamento ed allo scorrimento del manufatto.

CALCOLO STABILITA' GENERALE BRIGLIA



γ_c =	2500	kg/mc	peso specifico calcestruzzo
γ_w =	1000	kg/mc	peso specifico acqua
γ_t =	1900	kg/mc	peso specifico terreno
Kp=	2,61		coefficiente di spinta passiva
f =	0,50		coefficiente di attrito terreno/fondazione (ø = 26,5 °)

Lv=	5	mt	P1=	9.050	kg	Peso muro
L =	1	mt	P2=	12.000	kg	Peso zattera fondazione
Lm=	2	mt	P3=	400	kg	Peso dente di monte
			P4=	900	kg	Peso dente di valle
H =	3,62	mt	P5=	8.240	kg	Peso acqua di monte
ha=	0,5	mt	P6=	500	kg	peso acqua di testa
s =	0,6	mt	S1=	1.810	kg	Spinta costante acqua
sm=	0,4	mt	S2=	6.552	kg	Spinta triangolare acqua
sv=	0,4	mt	S3=	16.480	kg	Sottospinta
hm=	1	mt	Spm=	397	kg	Spinta pass. max dente di monte
hv=	1,5	mt	Spv=	5.582	kg	Spinta pass. max dente di valle

Ms =	162	tonxmt	1,63 Fattore di sicurezza al ribaltamento > 1,5	Verifica ribaltamento
Mr =	99	tonxmt		

So =	2,4	ton	3,05 Fattore di sicurezza allo scorrimento > 1,3	Verifica scorrimento
Sv =	15	ton		

Verifica sommaria al sifonamento (Formula di Bligh-Lane)

$$FS = \frac{L_v + \frac{1}{3}L_0}{DH} = 2{,}47$$

hav = 1,5 mt

TIPOLOGIA DI TERRENO	FS*	TIPOLOGIA DI TERRENO	FS*
Sabbia molto fine o limo	8,5	Ghiaia grossa con ciottoli	3
Sabbia fine	7	Massi con ghiaia e ciottoli	2,5
Sabbia media	6	Argilla molle	3
Sabbia grossa	5	Argilla media	2
Ghiaia fine	4	Argilla compatta	1,8
Ghiaia media	3,5	Argilla molto compatta	1,6

Quindi si è proceduto al calcolo delle sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali del manufatto (mensole di monte e di valle delle fondazioni, paramento, denti di fondazione) , e poi sono state effettuate le verifiche nei confronti dello SLU di tipo strutturale (STR) seguendo l'approccio 2 (A1+M1+R3)

DATI DI CALCOLO

P A R A M E T R I S I S M I C I			
Vita Nominale	(Anni)	50	Classe d' Uso SECONDA
Longitudine Est	(Grd)	10.80835	Latitudine Nord (Grd) 42.96569
Categoria Suolo		C	Coeff. Condiz. Topogr. 1.00000
Probabilita' Pvr		0.10000	Periodo di Ritorno Anni 475.00000
Accelerazione Ag/g		0.06400	Fattore Stratigrafia 'S' 1.50000

T E O R I E D I C A L C O L O
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I. Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen

C R I T E R I D I C A L C O L O
E' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno. Non e' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro. Si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.

Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento	0
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.	0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione	100
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni	100

C O E F F I C I E N T I P A R Z I A L I G E O T E C N I C A		
	T A B E L L A M1	T A B E L L A M2
Tangente Resist. Taglio	1.00	1.25
Peso Specifico	1.00	1.00
Coesione Efficace (c'k)	1.00	1.25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1.00	1.40

Tipo Approccio 2	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)
Tipo di fondazione	Lineare

	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			1.40
Scorrimento			1.10
Resist. alla Base			1.15
Resist. Lat. a Compr.			1.15
Resist. Lat. a Traz.			1.25
Carichi Trasversali			1.30

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI FONDAZIONE

Classe Calcestruzzo	C20/25		Classe Acciaio	B450C	
Modulo Elastico CLS	299619	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000	kg/cmq
Coeff. di Poisson	0.2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI	
Resist.Car. CLS 'fck'	200.0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1	
Resist. Calcolo 'fcd'	113.0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500.0	kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	113.0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500.0	kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0.20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3913.0	kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0.35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1.00	%
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	120.0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0.3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	90.0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0.4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600.0	kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200	kg/mc
Copriferro Netto	3.0	cm			

ALTEZZA BATTENTE D'ACQUA

ALTEZZE BATTENTE ACQUA		
Combin. carico	Profondita' livello di falda rispetto alla testa del muro a monte	a valle
1	4.10 m	0.50 m

GEOMETRIA MURO

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO		
Altezza del paramento:	3.62	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	100	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	100	cm

GEOMETRIA MURO

FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	500	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	200	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	60	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	60	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	60	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	60	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	10.0	m
Spessore del magrone:	10	cm
Altezza del dente di fondazione DI VALLE	90	cm
Altezza del dente di fondazione DI MONTE	40	cm
Spessore minimo del dente di fondazione:	40	cm
Spessore massimo del dente di fondazione:	40	cm
Il dente di fondazione e' posizionato all'estremita' di	monte.	

Le combinazioni di carico, per le verifiche di sicurezza agli SLU A1 risultano :

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1.5										0.0
2	1.0										1.0

Le combinazioni di carico, per le verifiche di sicurezza agli SLE risultano :

RARA

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1.0										

FREQUENTE

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1.0										

PERMANENTE

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1.0										

Sono state determinate le spinte esercitate dalla massa d'acqua sul muro , secondo le varie combinazioni di carico, che hanno originato le rispettive sollecitazioni , con le quali sono state eseguite le relative verifiche, adottando le sezioni dimensionali e le armature metalliche di progetto.

VERIFICHE S.L.U. PARAMENTO MURARIO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	100	100	550	422	0	1	1500	0	0.0	0.0	0	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	100	100	550	392	0	1	2250	72	17.0	17.0	0	0	2250	62478	1	499	29552	0		OK
3	1	60	100	100	550	362	0	1	3000	309	17.0	17.0	0	0	3000	62815	1	1096	29552	0		OK
4	1	90	100	100	550	332	0	1	3750	740	17.0	17.0	0	0	3750	63151	1	1792	29552	0		OK
5	1	120	100	100	550	302	0	1	4500	1394	17.0	17.0	0	0	4500	63488	1	2586	29552	0		OK
6	1	150	100	100	550	272	0	1	5250	2301	17.0	17.0	0	0	5250	63825	1	3478	29552	0		OK
7	1	180	100	100	550	242	0	1	6000	3491	17.0	17.0	0	0	6000	64161	1	4468	29552	0		OK
8	1	210	100	100	550	212	0	1	6750	4992	17.0	17.0	0	0	6750	64498	1	5556	29552	0		OK
9	1	240	100	100	550	182	0	1	7500	6834	17.0	17.0	0	0	7500	64835	1	6743	29552	0		OK
10	1	270	100	100	550	152	0	1	8250	9048	17.0	17.0	0	0	8250	65172	1	8028	29552	0		OK
11	1	300	100	100	550	122	0	1	9000	11661	17.0	17.0	0	0	9000	65508	1	9411	29552	0		OK
12	1	330	100	100	550	92	0	1	9750	14704	17.0	17.0	0	0	9750	65845	1	10892	29552	0		OK
13	1	360	100	100	550	62	0	1	10500	18206	17.0	17.0	0	0	10500	66182	1	12476	29552	0		OK
14	1	362	100	100	550	60	0	1	10550	18457	17.0	17.0	0	0	10550	66204	1	12587	29552	0		OK

VERIFICHE S.L.U. MENSOLA FONDAZIONE VALLE

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	60	100	0	30	-90	2	956	106	0.0	0.0	0	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	4	30	60	100	30	30	-90	2	948	167	17.0	17.0	0	0	948	35469	2	398	19589	0		OK
3	4	60	60	100	60	30	-90	2	941	339	17.0	17.0	0	0	941	35467	2	740	19589	0		OK
4	4	90	60	100	90	30	-90	2	933	605	17.0	17.0	0	0	933	35465	2	1025	19589	0		OK
5	4	120	60	100	120	30	-90	2	925	949	17.0	17.0	0	0	925	35463	2	1254	19589	0		OK
6	4	150	60	100	150	30	-90	2	917	1352	17.0	17.0	0	0	917	35461	2	1426	19589	0		OK
7	4	180	60	100	180	30	-90	2	910	1799	17.0	17.0	0	0	910	35459	2	1542	19589	0		OK
8	4	210	60	100	210	30	-90	2	902	2271	17.0	17.0	0	0	902	35457	2	1601	19589	0		OK
9	4	240	60	100	240	30	-90	2	894	2754	17.0	17.0	0	0	894	35455	2	1604	19589	0		OK
10	4	270	60	100	270	30	-90	2	886	3228	17.0	17.0	0	0	886	35453	2	1550	19589	0		OK
11	4	300	60	100	300	30	-90	2	878	3678	17.0	17.0	0	0	878	35451	1	-1948	19589	0		OK
12	4	330	60	100	330	30	-90	2	871	4086	17.0	17.0	0	0	871	35449	1	-2501	19589	0		OK
13	4	360	60	100	360	30	-90	2	863	4436	17.0	17.0	0	0	863	35447	1	-3118	19589	0		OK
14	4	390	60	100	390	30	-90	2	855	4710	17.0	17.0	0	0	855	35445	1	-3801	19589	0		OK
15	4	420	60	100	420	30	-90	1	738	-5024	17.0	17.0	0	0	738	35414	1	-4549	19589	0		OK
16	4	450	60	100	450	30	-90	1	738	-6509	17.0	17.0	0	0	738	35414	1	-5362	19589	0		OK
17	4	480	60	100	480	30	-90	1	738	-8247	17.0	17.0	0	0	738	35414	1	-6240	19589	0		OK
18	4	500	60	100	500	30	-90	1	738	-9557	17.0	17.0	0	0	738	35414	1	-6861	19589	0		OK

VERIFICHE S.L.U. MENSOLA FONDAZIONE MONTE

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	60	100	800	30	90	1	370	-28	0.0	0.0	0	0	0	0	2	-76	0	0		OK
2	5	30	60	100	770	30	90	1	-11886	6289	17.0	17.0	0	0	-11886	32081	1	2192	19589	0		OK
3	5	60	60	100	740	30	90	1	-11886	7015	17.0	17.0	0	0	-11886	32081	1	3130	19589	0		OK
4	5	90	60	100	710	30	90	1	-11886	8197	17.0	17.0	0	0	-11886	32081	1	4739	19589	0		OK
5	5	120	60	100	680	30	90	1	-11886	9852	17.0	17.0	0	0	-11886	32081	1	6283	19589	0		OK
6	5	150	60	100	650	30	90	1	-11886	11960	17.0	17.0	0	0	-11886	32081	1	7762	19589	0		OK
7	5	180	60	100	620	30	90	1	-11886	14502	17.0	17.0	0	0	-11886	32081	1	9176	19589	0		OK
8	5	200	60	100	600	30	90	1	-11886	16429	17.0	17.0	0	0	-11886	32081	1	10082	19589	0		OK

VERIFICHE S.L.U. DENTE DI FONDAZIONE

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	6	0	40	100	780	-40	180	1	3148	4	0.0	0.0	0	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	6	30	40	100	780	-10	180	1	2848	1383	17.0	17.0	0	0	2848	22673	1	9191	15947	0		OK
3	6	40	40	100	780	0	180	1	2748	2455	17.0	17.0	0	0	2748	22656	1	12255	15947	0		OK

VERIFICHE S.L.E. ALLA FESSURAZIONE

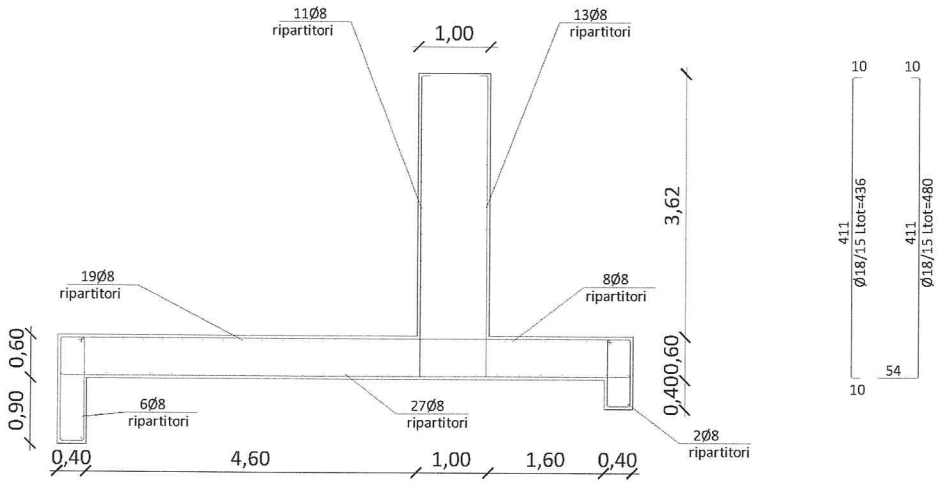
F E S S U R A Z I O N E M U R I

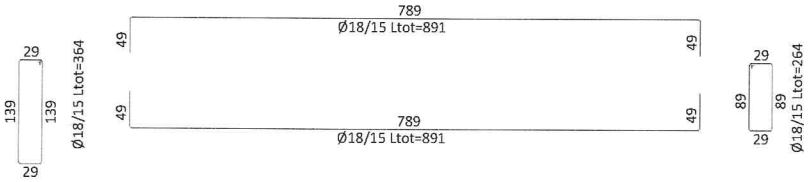
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
1	6	Freq	1	3	2298	1609	15	0.03	0.40	OK
		Perm	1	3	2298	1609	15	0.03	0.30	OK
1	5	Freq	1	8	-7686	12205	14	0.18	0.40	OK
		Perm	1	8	-7686	12205	14	0.18	0.30	OK
1	4	Freq	1	18	738	-5103	15	0.07	0.40	OK
		Perm	1	18	738	-5103	15	0.07	0.30	OK
1	1	Freq	1	14	10050	12320	15	0.07	0.40	OK
		Perm	1	14	10050	12320	15	0.07	0.30	OK

VERIFICHE S.L.E. ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI															
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
1	6	rara	1	3	2298	1609	9.3	120.0	1	3	2298	1609	223	3600	OK
		perm	1	3	2298	1609	9.3	90.0							OK
1	5	rara	1	8	-7686	12205	31.9	120.0	1	8	-7686	12205	1592	3600	OK
		perm	1	8	-7686	12205	31.9	90.0							OK
1	4	rara	1	18	738	-5103	13.9	120.0	1	18	738	-5103	557	3600	OK
		perm	1	18	738	-5103	13.9	90.0							OK
1	1	rara	1	14	10050	12320	16.4	150.0	1	14	10050	12320	527	3600	OK
		perm	1	14	10050	12320	16.4	112.0							OK

DISEGNO DELLE STRUTTURE ARMATE DELLA BRIGLIA
cls C 30/35 Acciaio B450C



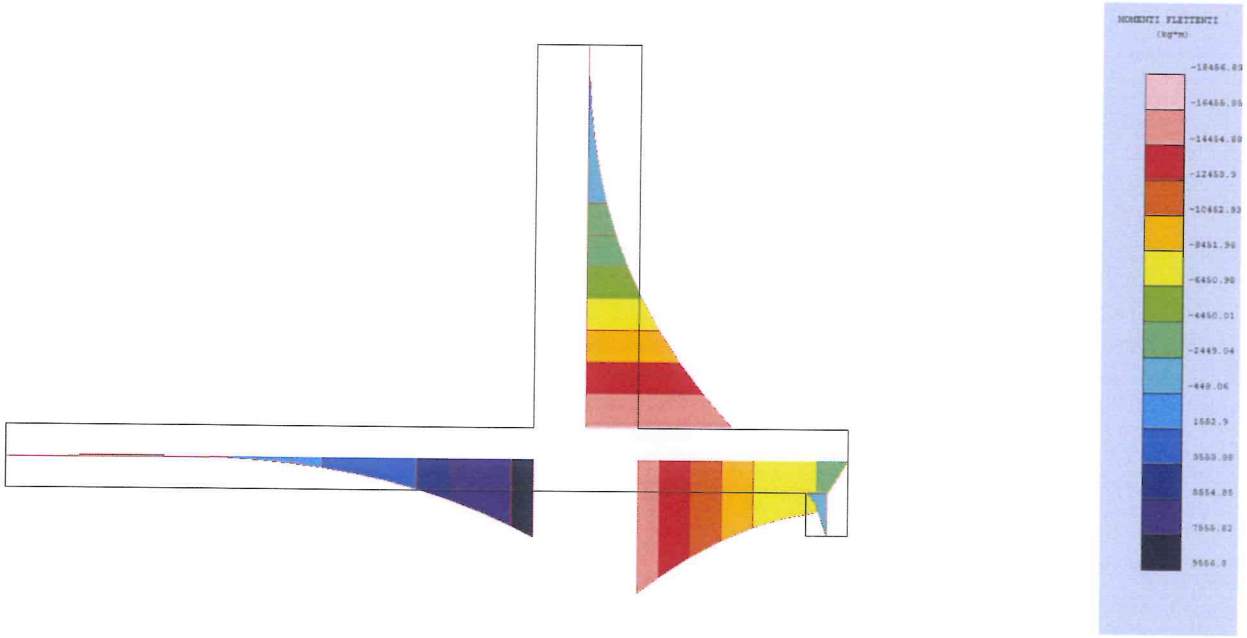


COMPUTO DEI MATERIALI		
Volume di calcestruzzo per metro di muro:	8.950	mc/m
Peso di acciaio per metro di muro:	476.9	Kg/m
Superficie casseforme per metro di muro:	9.2	mq/m
Sviluppo complessivo del muro:	10.00	m
Volume di calcestruzzo complessivo per il muro:	89.500	mc
Peso di acciaio complessivo per il muro:	4769.0	Kg
Superficie casseforme complessiva per il muro:	92.4	mq
Rapporto peso acciaio / volume calcestruzzo del muro:	53.2	Kg/mc

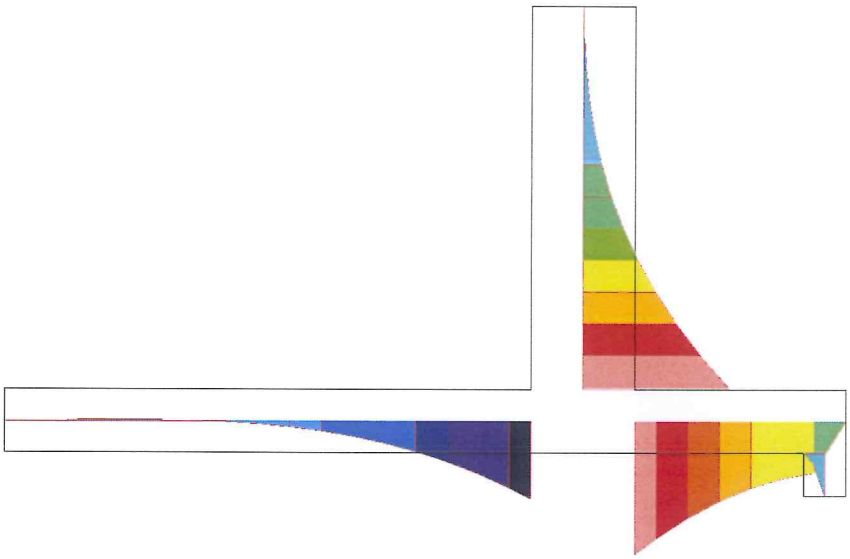
Distinta delle armature metalliche sullo sviluppo complessivo del muro (10 mt)

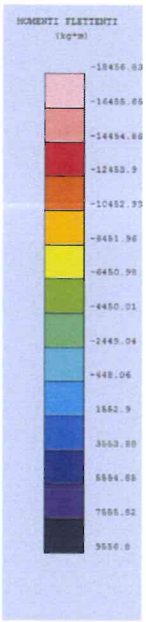
FERRI	Ø FERRI	N. FERRI	L. FERRI (mt.)	(kg/mt.)	Peso tot. (kg.)
ripartitori	Ø8	11	10,00	0,392	43,12
ripartitori	Ø8	13	10,00	0,392	50,96
staffe muro	Ø18	67	4,80	1,985	638,376
staffe muro	Ø18	67	4,36	1,985	579,858
ripartitore base	Ø8	27	10,00	0,392	105,84
ripartitore base	Ø8	27	10,00	0,392	105,84
staffe base	Ø18	67	8,91	1,985	1184,985
staffe base	Ø18	67	8,91	1,985	1184,985
staffe dente h.0,40	Ø18	67	2,64	1,985	351,106
ripartitori dente h.0,40	Ø8	2	10,00	0,392	7,84
staffe dente h.0,90	Ø18	67	3,64	1,985	484,101
ripartitori dente h.0,90	Ø8	6	10,00	0,392	23,52
				peso tot.	4760,531

SOLLECITAZIONI BRIGLIA COMBINAZIONE A1



SOLLECITAZIONI BRIGLIA COMBINAZIONE A2

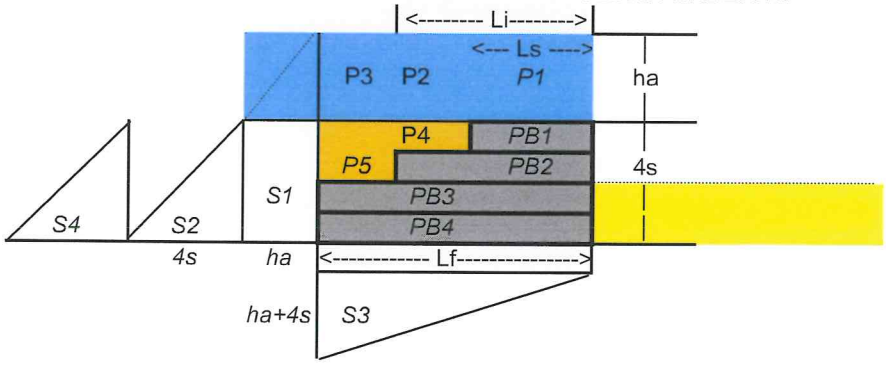




4. *BRIGLIA IN GABBIONI*

La briglia sarà realizzata gabbioni sovrapposti, all'interno dell'alveo della Gora delle ferriere che sarà opportunamente allargato ed ha la funzione di stabilizzare la sezione di derivazione, consentendo il transito della portata di massima piena, con una altezza stabilita.

CALCOLO STABILITA' GENERALE BRIGLIA IN GABBIONI



γ_r =	2600	kg/mc	peso specifico roccia	n=	30%	porosità
γ_c =	1820	kg/mc	peso specifico gabbionata			
γ_w=	1000	kg/mc	peso specifico acqua			
γ_t=	1900	kg/mc	peso specifico terreno			
Kp=	2,61		coefficiente di spinta passiva			
f =	0,50		coefficiente di attrito terreno/fondaz	(ø =	26,5	°)
Ka=	0,38		coefficiente di spinta attiva			

Ls=	1,5	mt	P1=	3.000	kg	Peso acqua sommità
Li =	2	mt	P2=	1.250	kg	Peso acqua
Lf =	3	mt	P3=	3.000	kg	Peso acqua
			P4=	475	kg	Peso tereno
			P5=	1.900	kg	Peso terreno
ha=	2	mt				
			PB1=	2.115	kg	Peso gabbione sommità
			PB2=	2.820	kg	Peso gabbine interm.
			PB3=	4.230	kg	Peso gabbione fondaz.
			PB4=	4.230	kg	Peso gabbione fondaz.
s =	0,5	mt	S1=	4.000	kg	Spinta costante acqua
			S2=	2.000	kg	Spinta triangolare acqua
			S3=	6.000	kg	Sottospinta
			S4=	1.455	kg	Spinta attiva terreno
			S5=	2.481	kg	Spinta passiva max terreno

Ms =	36	txmt	2,93 Fattore di sicurezza al ribaltamento > 1,5	Verifica ribaltamento
Mr =	12	txmt		

So =	5,0	ton	1,70 Fattore di sicurezza allo scorrimento > 1,3	Verifica scorrimento
Sv =	17	ton		

Verifica sommaria al sifonamento (Formula di Bligh-Lane)

$$FS = \frac{L_v + \frac{1}{3}L_0}{DH} = 2{,}00$$

hav = 1,5 mt

TIPOLOGIA DI TERRENO	FS*	TIPOLOGIA DI TERRENO	FS*
Sabbia molto fine o limo	8.5	Ghiaia grossa con ciottoli	3
Sabbia fine	7	Massi con ghiaia e ciottoli	2.5
Sabbia media	6	Argilla molle	3
Sabbia grossa	5	Argilla media	2
Ghiaia fine	4	Argilla compatta	1.8
Ghiaia media	3.5	Argilla molto compatta	1.6

5. PALANCOLATO

Il palancolato metallico viene realizzato nella porzione di argine del Pecora, che sarà ingrossato e rialzato, e che dovrà svolgere la funzione di sfioratore di troppo pieno e di scarico di fondo.

La funzione del palancolato è quella di costituire un rinforzo ed una impermeabilizzazione di un tratto così sollecitato.

Il dimensionamento del palancolato è stato condotto nella situazione di estrema cautela relativa alla configurazione di solo palancolato a sbalzo , prescindendo dalla collaborazione del rilevato, adottando la palancola AZ14 tipo Arbed. Nei calcoli è stata impiegato invece il profilo AZ13 con spessore ridotto di circa 1 mm > 0,60 mm , per tener conto della della corrosione, in modo cautelativo, secondo i valori di cui alla tabella sotto riportata.

ESPOSIZIONE A TERRENI CON O SENZA FALDA

Loss of thickness (mm): Table 4.1 EN 1993-5 (2007)

required **design working life** (years)	5	25	50	75	100
undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0.00	0.30	**0.60**	0.90	1.20
polluted natural soils and industrial sites	0.15	0.75	**1.15**	2.25	3.00
aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0.20	1.00	**1.75**	2.50	3.25
non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ...)	0.18	0.70	**1.20**	1.70	2.20
non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ...)	0.50	2.00	**3.25**	4.50	5.75

Notes:

1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Per la verifica sono stati assunti i seguenti dati di progetto:

STRATIGRAFIA

S T R A T I G R A F I A

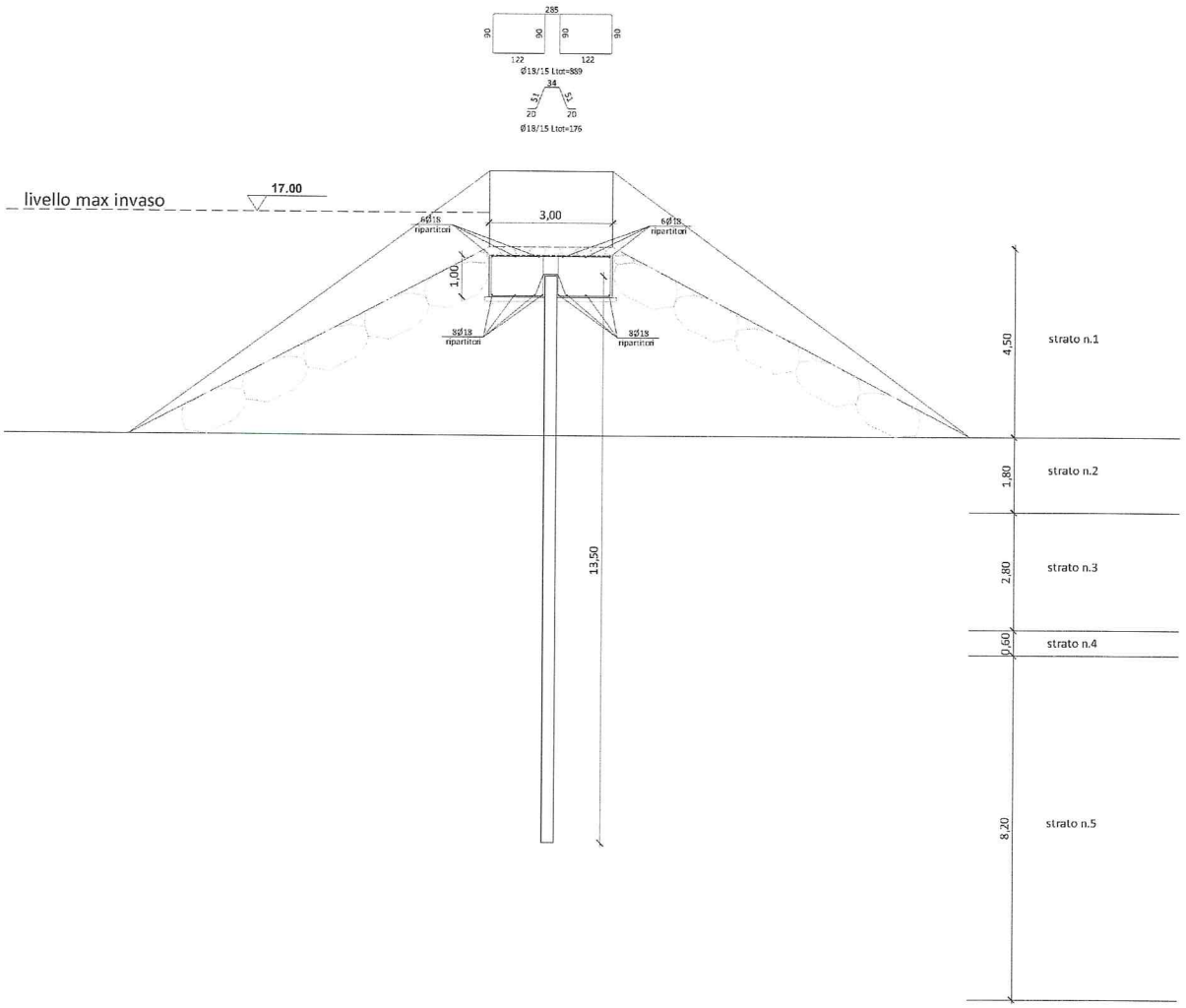
Strato N.ro	Spess. m	Coes. kg/cmq	Rapp. ader/co	Ang.attr Grd	Peso spec kg/mc	Peso effic kg/mc	Attr. terra-muro	Kw Orizz kg/cmc	Descrizione
1	4.50	0.000	0.000	0.00	1900	900	0.00	BOWELS	
2	1.80	0.170	0.500	35.20	2050	1050	20.00	6.82	
3	2.80	0.130	0.500	26.20	2650	1650	17.00	6.82	
4	0.60	0.170	0.500	35.20	2050	1050	23.00	6.82	
5	8.20	0.060	0.500	19.60	1960	960	22.00	6.82	

DATI GENERALI DI CALCOLO E DEI MATERIALI

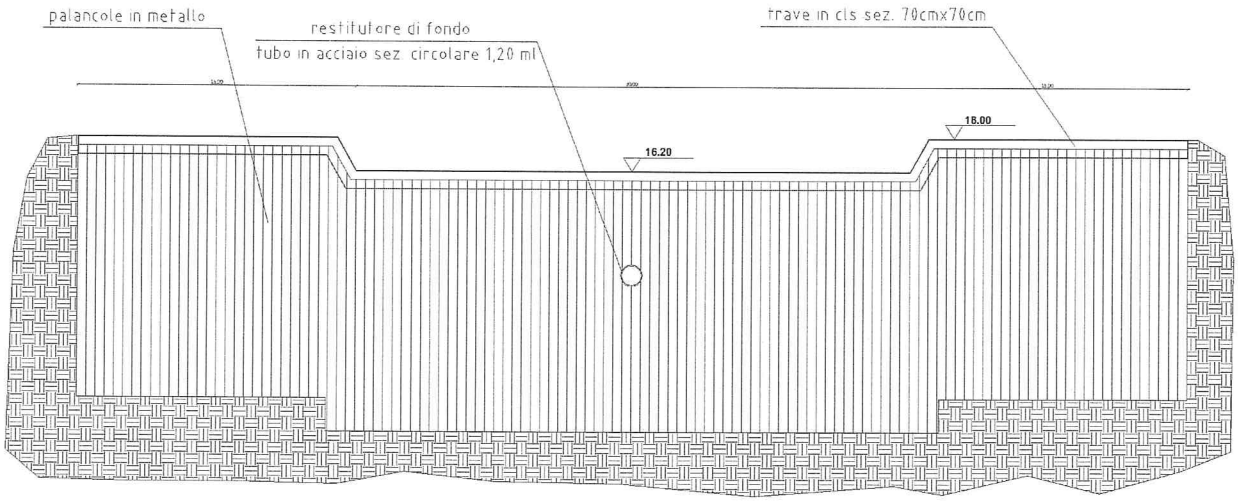
P R O F I L I I N A C C I A I O

Sigla Profilo	Peso kg/ml	Mod.Elast. kg/cmq	Spess mm	Ix cm4	Wx cm3	Area cmq	Ay cmq	Tipo Acciaio	fy kg/cmq
AZ13	107.00	2100000		19700	1300	137.0	28.8	GENERIC	3200

Sezione del palancolato



Vista frontale del palancolato



Quindi si è proceduto al calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi della paratia , e poi sono state effettuate le verifiche nei confronti dello SLU di tipo strutturale (STR) il raggiungimento della resistenza strutturale della paratia considerando la combinazione 1 (A1+M1+R1) e la 2 (A2+M2+R2) vedi punto 6.5.3.1.2 delle NTC/2008

Le combinazioni di carico, per le verifiche di sicurezza agli SLU M1 risultano :

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1.5									0.0	
2	1.0									1.0	

Le combinazioni di carico, per le verifiche di sicurezza agli SLU M2 risultano :

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1.3									0.0	
2	1.0									1.0	

Le combinazioni di carico, per le verifiche di sicurezza agli SLE risultano :

RARA

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
2	1.0										

FREQUENTE

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
2	1.0										

PERMANENTE

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
2	1.0										

Le combinazioni di carico, per le verifiche di sicurezza agli SLU fasi costruttive :

Comb.	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1.40										

Sono stati determinati i coefficienti di spinta attiva e passiva sulla palancola e le conseguenti pressioni orizzontali , secondo le varie combinazioni di carico, che hanno originato le rispettive pressioni orizzontali e le sollecitazioni , con le quali sono state eseguite le verifiche di resistenza sugli elementi strutturali della paratia.

VERIFICHE DI SICUREZZA

R I S U L T A T I D I C A L C O L O	
Momento flettente massimo [kg·m/m]	-30460
Quota di momento flettente massimo [m]	5.45
Spostamento a fondo scavo [mm]	14.60
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione	2.4572
Moltiplicatore di collasso dei carichi	2.1000

VERIFICHE RESISTENZA PARATIA A FLESSIONE S.L.U. M1 comb. N° 1

VERIFICHE SEZIONI PARATIA

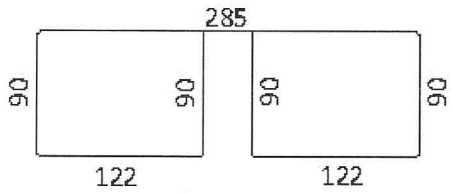
Nr.	Quota (m)	Mf (kgm)	N (Kg)	T (kg)	σM Kg/cmq	σN Kg/cmq	τ Kg/cmq	σideale Kg/cmq
1	0.10	0	-11	5	0	0	0	0
2	0.20	-2	-22	20	0	0	1	1
3	0.31	-5	-33	44	0	0	2	3
4	0.41	-11	-44	79	1	0	3	5
5	0.51	-21	-55	124	2	0	4	8
6	0.61	-37	-66	178	3	0	6	11
7	0.72	-58	-77	242	4	1	8	15
8	0.82	-87	-88	316	7	1	11	20
9	0.92	-124	-98	400	10	1	14	26
10	1.02	-169	-109	494	13	1	17	33
11	1.13	-225	-120	598	17	1	21	40
12	1.23	-292	-131	712	22	1	25	49
13	1.33	-371	-142	835	29	1	29	58
14	1.43	-464	-153	969	36	1	34	69
15	1.53	-570	-164	1112	44	1	39	81
16	1.64	-691	-175	1265	53	1	44	94
17	1.74	-829	-186	1428	64	1	50	108
18	1.84	-984	-197	1601	76	1	56	123
19	1.94	-1157	-208	1784	89	2	62	140
20	2.05	-1350	-219	1977	104	2	69	159
21	2.15	-1562	-230	2180	120	2	76	179
22	2.25	-1796	-241	2392	138	2	83	201
23	2.35	-2052	-252	2614	158	2	91	224
24	2.45	-2331	-263	2847	179	2	99	249
25	2.56	-2635	-274	3089	203	2	107	276
26	2.66	-2963	-285	3341	228	2	116	305
27	2.76	-3319	-295	3603	255	2	125	337
28	2.86	-3701	-306	3875	285	2	135	370
29	2.97	-4112	-317	4156	316	2	144	405
30	3.07	-4552	-328	4448	350	2	154	443
31	3.17	-5022	-339	4749	386	2	165	482
32	3.27	-5524	-350	5061	425	3	176	525
33	3.38	-6058	-361	5382	466	3	187	570
34	3.48	-6625	-372	5713	510	3	198	617
35	3.58	-7227	-383	6054	556	3	210	667
36	3.68	-7864	-394	6405	605	3	222	720
37	3.78	-8537	-405	6766	657	3	235	775
38	3.89	-9248	-416	7137	711	3	248	834
39	3.99	-9998	-427	7517	769	3	261	895
40	4.09	-10786	-438	7908	830	3	275	959
41	4.19	-11616	-449	8308	894	3	289	1027
42	4.30	-12486	-460	8718	960	3	303	1097
43	4.40	-13399	-471	9138	1031	3	317	1171
44	4.50	-14356	-482	9568	1104	4	332	1248
45	4.61	-15324	0	9568	1179	0	332	1312
46	4.71	-16200	0	8725	1246	0	303	1352
47	4.82	-16977	0	7821	1306	0	272	1388
48	4.92	-17648	0	6854	1358	0	238	1419
49	5.03	-18207	0	5825	1401	0	202	1444
50	5.14	-18648	0	4734	1434	0	164	1462
51	5.24	-18962	0	3581	1459	0	124	1474
52	5.35	-19145	0	2366	1473	0	82	1480
53	5.45	-19190	0	1089	1476	0	38	1478
54	5.56	-19089	0	-1652	1468	0	57	1472
55	5.66	-18837	0	-3115	1449	0	108	1461
56	5.77	-18426	0	-4529	1417	0	157	1443
57	5.88	-17878	0	-5711	1375	0	198	1417
58	5.98	-17217	0	-6666	1324	0	232	1384
59	6.09	-16466	0	-7417	1267	0	258	1343
60	6.19	-15646	0	-7984	1204	0	277	1296

VERIFICHE SEZIONI PARATIA

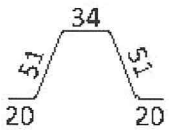
Nr.	Quota (m)	Mf (kgm)	N (Kg)	T (kg)	σM Kg/cmq	σN Kg/cmq	τ Kg/cmq	σideale Kg/cmq
61	6.30	-14775	0	-8387	1137	0	291	1244
62	6.40	-14613	0	-7036	1124	0	244	1201
63	6.51	-13857	0	-7466	1066	0	259	1157
64	6.61	-13064	0	-7761	1005	0	270	1108
65	6.71	-12247	0	-7936	942	0	276	1056
66	6.82	-11418	0	-8006	878	0	278	1002
67	6.92	-10587	0	-8006	814	0	278	946
68	7.03	-9762	0	-7985	751	0	277	891
69	7.13	-8951	0	-7885	689	0	274	836
70	7.23	-8161	0	-7719	628	0	268	781
71	7.34	-7396	0	-7497	569	0	260	726
72	7.44	-6662	0	-7230	512	0	251	672
73	7.54	-5960	0	-6925	458	0	241	619
74	7.65	-5294	0	-6592	407	0	229	568
75	7.75	-4666	0	-6237	359	0	217	519
76	7.86	-4077	0	-5868	314	0	204	472
77	7.96	-3528	0	-5489	271	0	191	427
78	8.06	-3018	0	-5107	232	0	177	385
79	8.17	-2548	0	-4725	196	0	164	345
80	8.27	-2116	0	-4348	163	0	151	308
81	8.37	-1723	0	-3978	133	0	138	274
82	8.48	-1366	0	-3618	105	0	126	242
83	8.58	-1045	0	-3270	80	0	114	213
84	8.69	-757	0	-2937	58	0	102	186
85	8.79	-501	0	-2620	39	0	91	162
86	8.89	-276	0	-2319	21	0	81	141
87	9.00	-79	0	-2036	6	0	71	123
88	9.10	91	0	-1771	7	0	62	107
89	9.22	258	0	-1523	20	0	53	94
90	9.34	394	0	-1260	30	0	44	82
91	9.46	503	0	-1020	39	0	35	73
92	9.58	587	0	-804	45	0	28	66
93	9.70	803	0	-300	62	0	10	64
94	9.80	813	0	-160	63	0	6	63
95	9.90	814	0	-58	63	0	2	63
96	10.00	807	0	109	62	0	4	62
97	10.10	792	0	176	61	0	6	62
98	10.20	772	0	232	59	0	8	61
99	10.30	746	0	279	57	0	10	60
100	10.40	716	0	317	55	0	11	58
101	10.50	682	0	348	52	0	12	57
102	10.60	646	0	371	50	0	13	54
103	10.70	608	0	388	47	0	13	52
104	10.80	569	0	399	44	0	14	50
105	10.90	552	0	361	42	0	13	48
106	11.00	515	0	374	40	0	13	46
107	11.10	477	0	382	37	0	13	43
108	11.20	439	0	385	34	0	13	41
109	11.30	400	0	385	31	0	13	39
110	11.40	362	0	384	28	0	13	36
111	11.50	324	0	379	25	0	13	34
112	11.60	288	0	371	22	0	13	31
113	11.70	253	0	360	19	0	12	29
114	11.80	219	0	346	17	0	12	27
115	11.90	187	0	329	14	0	11	24
116	12.00	157	0	311	12	0	11	22
117	12.10	129	0	290	10	0	10	20
118	12.20	103	0	267	8	0	9	18
119	12.30	80	0	243	6	0	8	16
120	12.40	60	0	218	5	0	8	14
121	12.50	42	0	190	3	0	7	12
122	12.60	27	0	162	2	0	6	10
123	12.70	15	0	132	1	0	5	8
124	12.80	7	0	101	1	0	4	6
125	12.90	2	0	69	0	0	2	4
126	13.00	0	0	35	0	0	1	2

Si omettono le verifiche di resistenza relative alle altre combinazioni di carico in quanto migliorative rispetto alla SLU M1 comb. 1

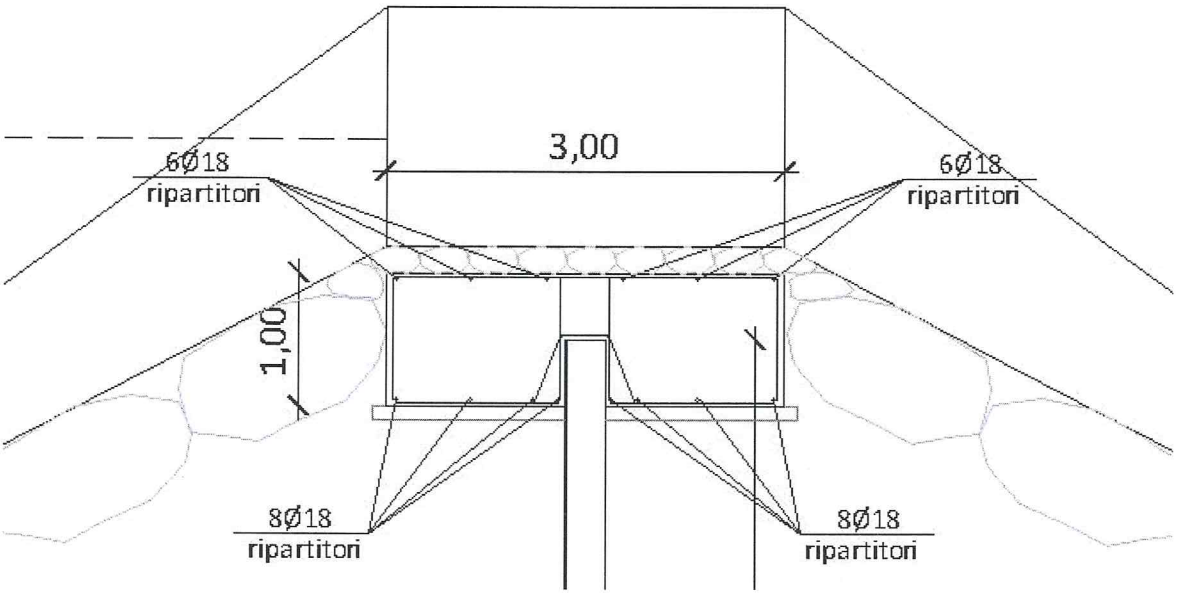
Armatura cordolo testa palancole - cls C 30/35 Acciaio B450C



Ø18/15 Ltot=889

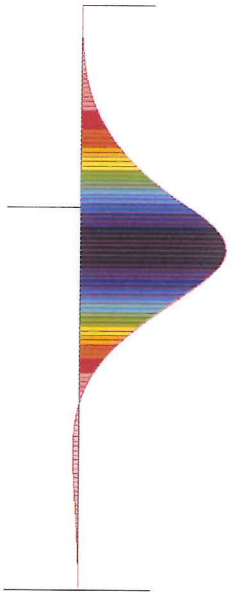


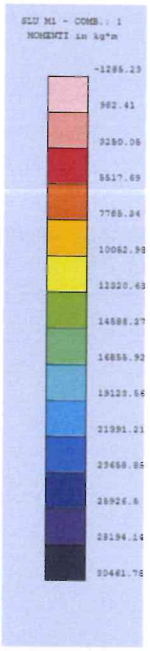
Ø18/15 Ltot=176



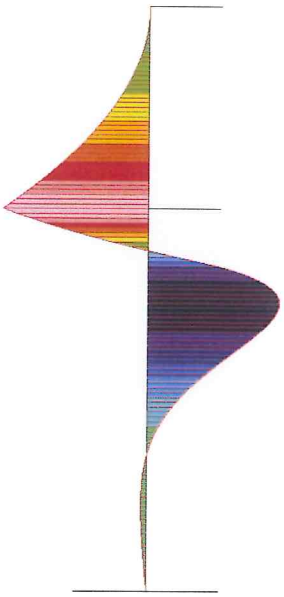
C O M P U T O D E I M A T E R I A L I		
Volume di calcestruzzo per metro di cordolo	3.000	mc/m
Peso di acciaio per metro di cordolo	166.81	Kg/m
Superficie casseforme per metro di cordolo	2.5	mq/m
Sviluppo complessivo del cordolo	65.00	m
Volume di calcestruzzo complessivo per il cordolo	195.00	mc
Peso di acciaio complessivo per il cordolo	10842.65	Kg
Superficie casseforme complessiva per il cordolo	162.50	mq
Rapporto peso acciaio / volume calcestruzzo	55.6	Kg/mc

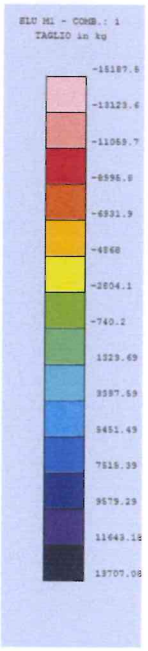
MOMENTO SOLLECITANTE SLU M1 COMBINAZIONE 1



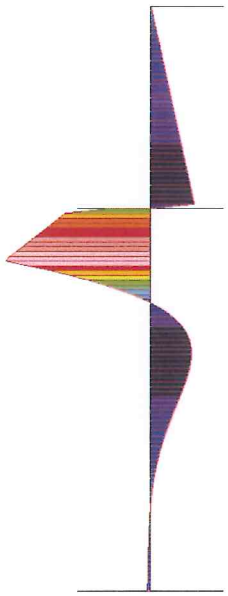


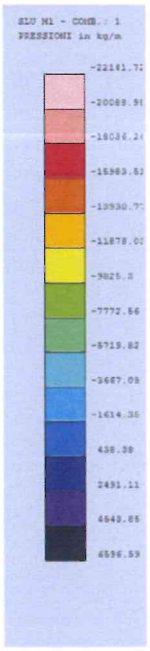
TAGLIO SOLLECITANTE SLU M1 COMBINAZIONE 1



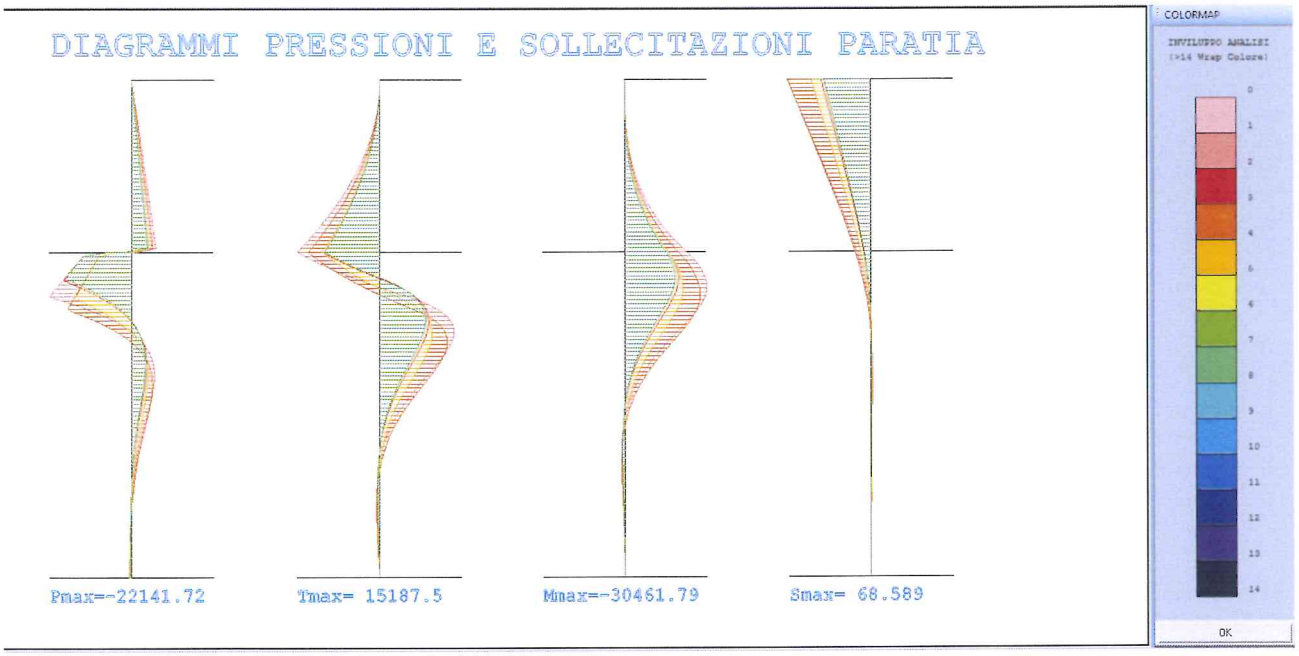


PRESSIONI SLU M1 COMBINAZIONE 1





INVILUPPI



1. PREMESSA

La presente relazione vuole integrare la relazione di dimensionamento dei particolari costruttivi a seguito delle richieste dell'Ufficio del genio Civile di Grosseto con nota n. 4002/B , anticipata via fax al Consorzio di Bonifica Alta Maremma.

In particolare la presente relazione vuole meglio descrivere e dimensionare sotto il profilo idraulico le scogliere di rivestimento dei due sfioratori (ingresso ed uscita dalla cassa), oltre alla tubazione di scarico di fondo interrata.

2. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO OPERE DI DIFESA

Rimandando i calcoli di stabilità alla apposita relazione geologica-geotecnica, si vogliono dimensionare sotto il profilo idraulico le protezioni di sponda tipo rip-rap.

La protezione in scogliera viene consigliata infatti per corsi d'acqua con pendenze longitudinali inferiori al 2% e pendenza della sponda inferiore a 1:2. Vi sono numerose teorie e formule per il calcolo del diametro caratteristico della scogliera, a cui si impone il rispetto di un fuso granulometrico a partire dal D_{30} e/o dal D_{50} minimi, determinati dal calcolo. Il D_{50} in questo caso è stato calcolato come media dei seguenti 10 metodi:

1) US Army Corps of Engineers (West Consultants, Inc., 1996)
2) Maynord (Maynord et. ali, 1989)
3) Simons and Senturk (Barfield, et al, 1981; Nelson, et al, 1986; Simons and Senturk, 1977)
4) American Society of Civil Engineers (Vanoni, 1977)
5) USBR (Peterka, 1958)
6) USGS (West Consultants, 1996)
7) Ibash (Maynard, et al, 1989; West Consultants, 1996)
8) California Department of Transporation (West Consultants, 1996)
9) USDT-FHA
10) HEC-11 (West Consultants, 1996)

Per l'applicazione di tutte le formule indicate è necessario conoscere la velocità della corrente (riportata al fondo), la profondità della sezione, l'angolo di scarpa della sponda, il peso specifico ed angolo di riposo massi, oltre ad altri parametri tabellati dai vari autori. Nel nostro caso i parametri geometrici ed idraulici delle sezioni sono stati desunti dalla relazione del Prf. Pagliara, secondo lo schema e la tabella sotto riportata, arrotondando per eccesso i valori di velocità:

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Pecora	2038.2		Bridge									
Pecora	2038.1	Max WS	457.19	14.60	19.52		19.61	0.000221	1.34	342.39	139.58	0.27
Pecora	2038.05	Max WS	457.19	14.77	19.50		19.60	0.000282	1.43	320.09	141.46	0.30
Pecora	2038.02	Max WS	457.19	13.76	19.46		19.59	0.000469	1.59	288.09	95.21	0.29
Pecora	2038.	Max WS	457.18	13.65	18.80		19.61	0.004121	3.98	114.76	47.88	0.82
Pecora	2037.99		Lat Struct									
Pecora	2037.5	Max WS	377.45	13.55	18.97	17.96	19.41	0.002026	2.95	127.88	49.06	0.58
Pecora	2037.2		Inl Struct									
Pecora	2037.1	Max WS	377.44	13.55	18.70		19.25	0.002812	3.29	114.72	47.88	0.68
Pecora	2037.	Max WS	377.39	13.33	18.38		18.78	0.001847	2.79	135.15	52.72	0.56
Pecora	2036.	Max WS	377.31	11.04	16.52		17.33	0.003256	3.98	94.69	32.00	0.74
Pecora	2035.	Max WS	377.27	9.92	15.52		16.28	0.002929	3.86	97.75	31.64	0.70

Tratto rivestito	Velocità media (m/sec)	Profondità (m)	Angolo di scarpa	D_{50} (m)
Canale ingresso	2.00	5	1 / 2	0.3
Sfioratore ingresso	4.00	1	< 1 / 3	1
Sfioratore uscita	4.00	1	1 / 2	1.1
Canale uscita	4.00	5.6	1 / 2	1

Si scelgono i massi di 2ª categoria (1,5-3 ton), in grado di soddisfare con la parte bassa dela gamma di peso per gli sfioratori e canale di uscita, le dimensioni minime così calcolate. Per il canale di ingresso, dotato di bassissima pendenza, saranno sufficienti i massi di 1° categoria (tra 0,1 e 1 ton), avendo cura di impiegare massi con con taglie maggiori della gamma. I massi sulla trave di sfioro di uscita saranno gettati e solidarizzati alla trave, insieme alle prime file a monte ed a valle, così come dovrà essere gettato il primo masso a valle della scarpata, inglobato nel terreno in posto.

La pietra dovrà essere di forma squadrata ed avere spigoli vivi, poco arrotondati.

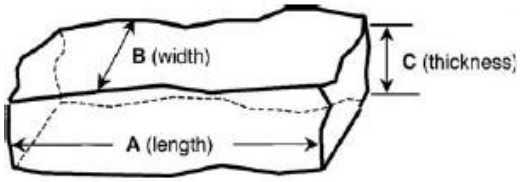
Non più del 30% delle pietre, la cui granulometria dovrà essere ben distribuita, dovrà avere il

rapporto tra le dimensioni A/C maggiore di 2,5 e non più del 15% dovrà averlo maggiore di 3, nessuna pietra dovrà superare 3,5 come valore massimo del suddetto rapporto.

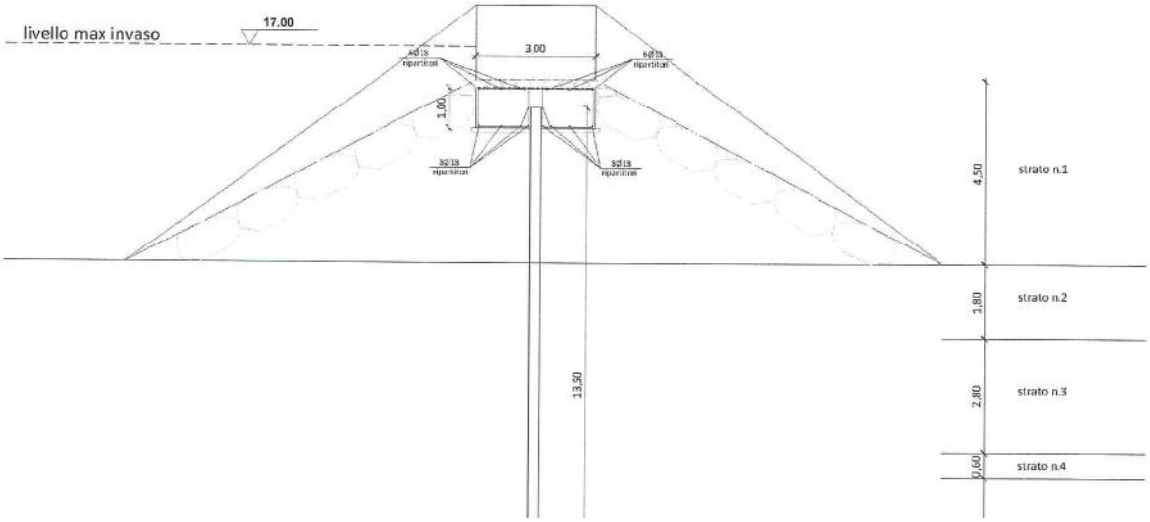
Peso specifico non inferiore a 2.400 kg/mc.

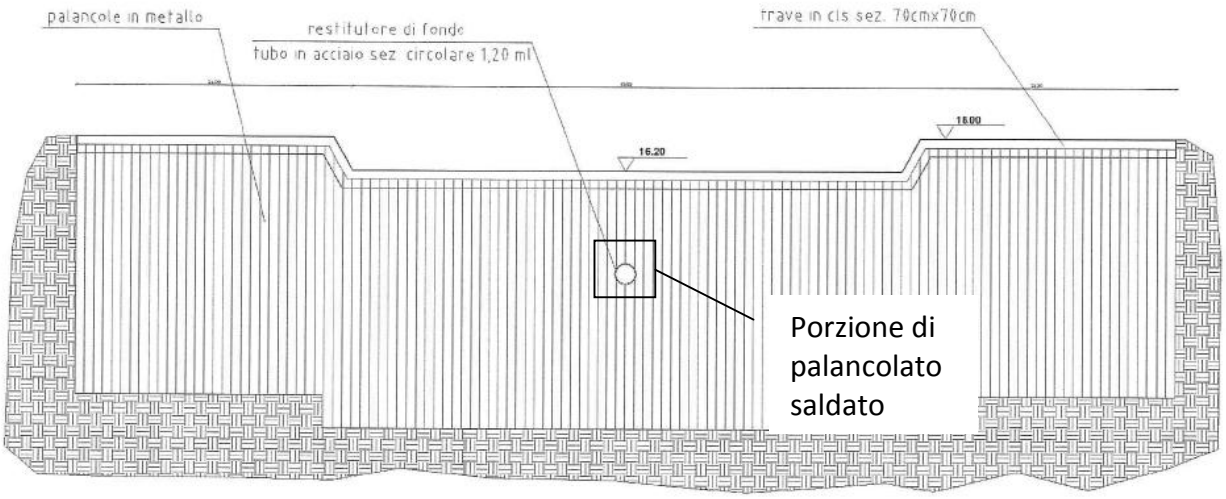
Il fuso granulometrico, per ogni classe individuata dovrà ricadere nel fuso standard riportato nella tabella:

D100			D50		D15			D30(min)	D90(min)
max (mm)	min (mm)		max (mm)	min (mm)	max (mm)	min (mm)		(mm)	(mm)
Peso specifico = 2480 Kg/m^3									
305	224		203	177	161	120		146	213
381	280		254	221	200	152		186	268
457	337		305	268	243	181		223	323
533	393		356	312	282	211		259	375
610	449		406	357	322	243		296	427
686	505		457	401	363	273		335	485
762	561		508	446	403	302		372	539
838	618		559	490	443	332		408	591
914	674		610	535	484	363		445	643
1067	786		711	624	565	423		518	753
1219	898		813	713	645	484		594	860
1372	1011		914	802	726	544		668	968
Peso specifico = 2540 Kg/m^3									
304	226		204	177	162	118		146	213
381	280		254	223	202	153		186	268
457	337		304	267	242	181		223	329
533	393		355	312	283	212		259	375
610	449		407	356	322	242		296	427
686	505		457	401	363	273		335	485
762	561		508	446	403	302		372	539
838	618		559	490	443	332		408	597
914	674		610	535	484	363		445	643
1067	786		711	624	565	424		518	753
1219	898		813	713	645	484		594	860
1372	1011		915	802	726	544		668	968
Peso specifico = 2500 Kg/m^3									
305	225		203	177	163	116		146	213
381	281		254	223	203	150		186	269
457	337		305	268	242	180		223	323
533	393		356	312	283	212		259	375
610	449		406	357	323	242		296	427
686	505		457	401	363	272		335	485
762	562		508	445	403	302		372	539
838	618		559	490	443	333		408	597
914	674		610	535	484	363		445	643
1067	786		711	624	564	424		518	753
1219	898		813	713	645	484		594	860
1372	1011		914	802	726	544		668	968



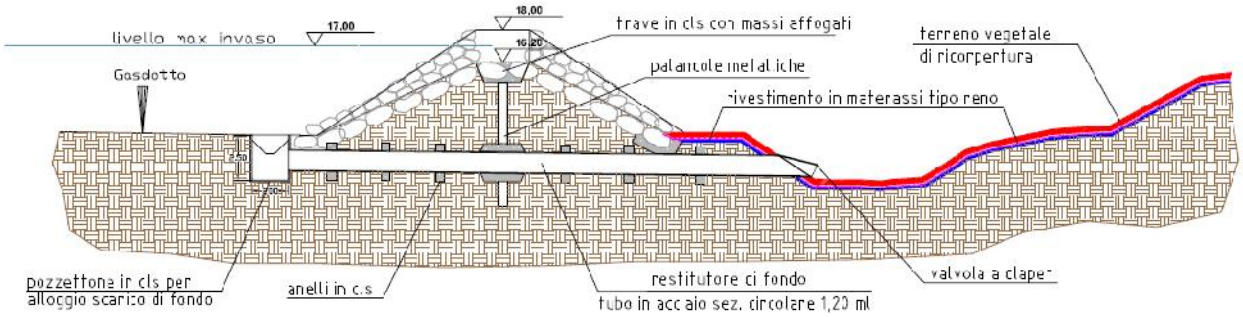
3. DIMENSIONAMENTO TUBAZIONE DI SCARICO DI FONDO





Lo scarico di fondo è realizzato con una tubazione in acciaio DN 1200 mm (48") interrata con l'intradosso posto a circa -5 mt dalla quota di sfioro.

La tubazione sarà realizzata successivamente all'infissione del palancolato continuo, previa escavo del'argine ed apertura di apposito foro di dimensioni maggiori della condotta.
La condotta sarà quindi saldata in officina e riporterà una porzione di palancolato di dimensioni maggiori del foro praticato la quale porzione sarà solidarizzata al paramento verticale mediante saldatura, poi inglobata in un getto di calcestruzzo.



Il calcolo dello spessore della condotta, per assimilazione, viene condotto secondo il Decreto Ministeriale n. 2445 23 febbraio 1971 modificato secondo il D.M 10 Agosto 2004 per gli attraversamenti delle linee FF.SS., considerando un sovraccarico cautelativo di circa 1000 kg/mq, equivalente al carico di un binario ordinario, come da estratto.

"2.4.3. - Per il calcolo dello spessore di tale tubo si deve utilizzare la tabella allegata nella quale sono riportati i valori dei momenti flettenti e degli sforzi assiali generati nelle sezioni radiali della tubazione dalle diverse sollecitazioni esterne e cioè:

A) Peso proprio della tubazione.

B) Carico ripartito superiore, corrispondente al peso del terrapieno sovrastante la tubazione ed al carico mobile transitante sul binario. Tale carico è valutato pari a:

[13200 : (2,60 + 2 H)] kg/m² - per ferrovie a semplice binario

dove H è la distanza minima tra il piano inferiore delle traverse e la generatrice superiore del tubo di protezione. Per le linee ove circolano carichi inferiori a t 12 per asse le suddette valutazioni possono essere ridotte in proporzione al carico effettivo, la cui indicazione dovrà essere ottenuta presso il competente compartimento M.C.T.C.;

C) Carico ripartito laterale, corrispondente alla parte rettangolare del diagramma di spinta (terra + sovraccarico valutato come sopra);

D) Carico triangolare laterale, corrispondente alla parte triangolare del diagramma di spinta.

E) Reazione radiale costante in un settore corrispondente ad un angolo al centro di 60o in funzione del carico Q pari alla somma di tutti i carichi verticali, agente sulla tubazione.

La sollecitazione massima cui risulta sottoposto il materiale non deve essere superiore alla metà del carico di snervamento minimo del materiale stesso."

Si sceglie una tubazione a norme ANSI B 36.10 da 48" del diametro esterno di 1219,2 mm e spessore 17,5 mm, secondo i calcoli di verifica di seguito riportati.

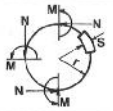
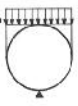
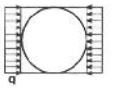
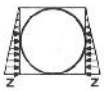
CALCOLO DEI TUBI DI PROTEZIONE INTERRATI

De	1219.2	mm	Diametro esterno	**ANSI B 36.10**
Di	1184.2	mm	Diametro interno	**48"**
γ_a	7850	kg/mc	peso specifico acciaio	
s	17.5	mm	spessore della tubazione	
r	0.601	m	Raggio medio della tubazione	
A	175.00	cmq/ml	Area sezione resistente	
J	44.66	cm4/ml	Momento di inerzia della sezione resistente	
W	51.04	cm3/ml		
Pt	137.4	kg/m	Peso tubazione	
γ_t	1910	kg/m3	peso specifico del terreno	
H	5	m	distanza tra l'estradosso della tubazione ed il piano inferiore delle traverse	
f	19.6	grd	angolo di attrito del terreno	
γ_w	1000	kg/m3	Peso specifico del contenuto della condotta	
Pw	1101	kg/m	Peso del contenuto della condotta	
Ka	0.497		Coefficiente di spinta attiva	
Kp	2.01		Coefficiente di spinta passiva	
p	1047.62	kg/mq	carico ripartito superiore (13200/(2.60 + 2H) - binario semplice	
pressione al piede	6407.28	kg/mq		
Altezza virtuale	0.55	m		
z	1140.65	kg/mq	parte triangolare	
q	5266.63	kg/mq	parte rettangolare	
Q	8937.8	kg/m	Somma dei carichi verticali	

		M	N	σ_{max}	σ_{min}
A	**superiore**	24.80	41.27	48.82	-48.35
	mediana	-28.31	129.66	-54.72	56.20
	inferiore	74.39	41.27	145.99	-145.51
		M	**N**	σ_{max}	σ_{min}
B	**sup**	113.24	-66.79	221.48	-222.24
	mediana	-115.99	629.46	-223.66	230.85
	inf	219.36	66.79	430.15	-429.39
		M	**N**	σ_{max}	σ_{min}
C	**sup**	-475.34	3164.45	-913.20	949.36
	mediana	475.34	0.00	931.28	-931.28
	inf	-475.34	3164.45	-913.20	949.36
		M	**N**	σ_{max}	σ_{min}
D	**sup**	-42.90	214.18	-82.82	85.27
	mediana	51.47	0.00	100.85	-100.85
	inf	60.05	471.19	120.35	-114.96
		M	**N**	σ_{max}	σ_{min}
E	**sup**	-392.24	132.43	-767.70	769.22
	mediana	40.34	0.00	79.03	-79.03
	inf	599.59	1065.03	1180.80	-1168.63

		M	N	σ_{max}	σ_{min}	σ_{amm}
Sovrapposizione	**sup**	-772.43	3485.54	-1493.42	1533.26	1600.00
	mediana	422.85	759.12	832.78	-824.11	1600.00
	inf	478.06	4808.73	964.09	-909.13	1600.00

TIPO DI SOLLECITAZIONE ESTERNA

	A *PESO PROPRIO*	B *CARICO RIPARTITO SUPERIORE*	C *CARICO RIPARTITO LATERALE*	D *CARICO TRIANGOLARE LATERALE*	E *REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE* $2\varphi_0 = 60°$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2}\gamma_t sr^2$ $N = -\frac{1}{2}\gamma_t sr$	$M = (\frac{1}{3\pi} - \frac{1}{8})pr^2 = 0{,}29941\ pr^2$ $N = -\frac{1}{3\pi}pr = -0{,}10610\ pr$	$M = -\frac{1}{4}qr^2$ $N = qr$	$M = -\frac{5}{48}zr^2 = -0{,}10417\ zr^2$ $N = \frac{5}{16}zr = 0{,}31250\ zr$	$M = -0{,}0073038\ Qr$ $N = 0{,}014817\ Q$ *(Q = reazione totale)*
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\frac{\pi-2}{2}\gamma_t sr^2 = -0{,}57080\ \gamma_t sr^2$ $N = -\frac{\pi}{2}\gamma_t sr = -1{,}57080\ \gamma_t sr$	$M = (\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8})pr^2 = -0{,}30669\ pr^2$ $N = pr$	$M = \frac{1}{4}qr^2$ $N = 0$	$M = \frac{1}{8}zr^2 = 0{,}125\ zr^2$ $N = 0$	$M = 0{,}0075118\ Qr$ $N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2}\gamma_t sr^2$ $N = \frac{1}{2}\gamma_t sr$	$M = (\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8})pr^2 = 0{,}58721\ pr^2$ $N = \frac{1}{3\pi}pr = 0{,}10610\ pr$	$M = -\frac{1}{4}qr^2$ $N = qr$	$M = -\frac{7}{48}zr^2 = -0{,}14583\ zr^2$ $N = \frac{11}{16}zr = 0{,}68750\ zr$	$M = -0{,}11165\ Qr$ $N = 0{,}11916\ Q$

M = *Momento flettente.*
N = *Sforzo assiale.*
p = *Carico uniformemente ripartito, dovuto ai carichi mobili ed al peso della massicciata.*
q = *Pressione uniforme dovuta alle spinte orizzontali.*
z = *Pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali.*
r = *Raggio medio della tubazione.*
s = *Spessore della tubazione.*
γ_t = *Peso specifico del materiale costituente la tubazione.*

CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO (Q_{200}; Q_{100};Q_{30})

Canale di Bonifica

Si adotta il metodo razionale introdotto da Turazza:

$$Q_{max} = \frac{0,1157 \cdot k \cdot h \cdot A}{t_c} \qquad (lt/sec)$$

ove:
k =coefficiente di afflusso
h = altezza di pioggia per il tempo tc con dato tempo di ritorno *(mm)*
t_c= tempo di corrivazione *(giorni)*
A = Superficie del bacino *(ha)*

Stima del coefficiente i afflusso (k)

Dall'analisi della tavola di G. Benini ("*Sistemazioni idraulico forestali*" - 1990)

		Tipo di suolo		
Vegetazione e pendenza		*Terreno leggero*	*Terreno di medio impasto*	*Terreno compatto*
Boschi	**< 10 %**	0,13	0,18	0,25
	> 10 %	0,16	0,21	0,36
Pascoli	**< 10 %**	0,16	0,16	0,22
	> 10 %	0,22	0,42	0,62
Colture agrarie	**< 10 %**	0,40	0,60	0,70
	> 10 %	0,52	0,72	0,82

Si assume k= 0.60 (valori minimi: 0,5 pianura - 0,8 collina)

Calcolo del tempo di corrivazione (t_c)

Per i canali di pianura si adotta la formula di Pasini

$$t_c = 0,24 \cdot \sqrt[3]{A \cdot L}$$

t_c= tempo di corrivazione *(giorni)*
L= lunghezza dell'asta principale estesa allo spartiacque *(Km)*
A=estensione bacino idrografico *(Kmq)*

A = 0.400 *kmq*
L= 0.300 *Km*

t_c = 0.118 *giorni*

t_c = 2.841 *ore*

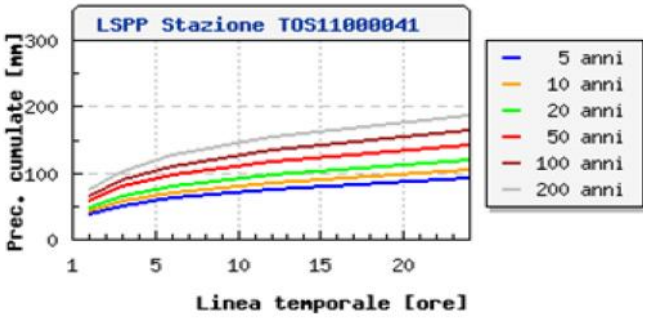
Stima dell'altezza di pioggia critica (h)

Per fissati valori del tempo di ritorno si è assunto dal SIR Regionale

Stazione: Massa Marittima Valpiana [TOS11000041]

Durata superiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno
Coefficienti: a = 26.512, n = 0.288, m = 0.196

	1h	3h	6h	12h	24h	
5 anni	36.3	49.9	60.9	74.3	90.8	mm
10 anni	41.6	57.1	69.8	85.2	104.0	mm
20 anni	47.7	65.4	79.9	97.6	119.1	mm
50 anni	57.1	78.3	95.6	116.7	142.5	mm
100 anni	65.4	89.7	109.5	133.7	163.3	mm
200 anni	74.9	102.8	125.5	153.2	187.0	mm



Si assume che la precipitazione critica sia quella con durata pari al tempo di corrivazione.
Ponendo d = tc nelle leggi precedenti, si ottengono i seguenti valori dell' altezza critica hc
e della intensità critica ic:

TR=30 anni	**hc=**	**68.38 mm**		**ic=**	**24.07 mm/h**
TR=100 anni	**hc=**	**86.58 mm**		**ic=**	**30.48 mm/h**
TR=200 anni	**hc=**	**99.18 mm**		**ic=**	**34.91 mm/h**

Calcolo della portata di progetto alla sezione terminale

A =	0.400 *kmq* 40.000 *ha*

$$q_{max} = \frac{0{,}1157 \cdot k \cdot h}{t_c} \quad (lt/sec/ha)$$

$Q_{30,\,TOT}$ =	**1.60 m^3/sec**	**q_{30}=**	**40.10 lt/sec/ha**
$Q_{100,\,TOT}$ =	**2.03 m^3/sec**	**q_{100}=**	**50.77 lt/sec/ha**
$Q_{200,\,TOT}$ =	**2.33 m^3/sec**	**q_{200}=**	**58.16 lt/sec/ha**

SEZIONE TRAPEZIA O RETTANGOLARE

Dati della sezione

H=	**120**	cm	(Altezza sezione)
b=	**30**	cm	(Base minore sezione)
B=	**150**	cm	(Base maggiore)
Angolo	***26.57853***	gradi	
Area=	*1.08*	mq	
Pendenza	**0.53**	%	
K	**60**	Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler	
Portata di progetto	2.33	mc/sec	Q_{200}

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
6	43.42	0.020	0.046	0.011041	0.55757
12	56.84	0.043	0.076	0.033865	0.78383
18	70.25	0.070	0.100	0.066044	0.94067
24	83.67	0.101	0.120	0.10743	1.06559
30	97.09	0.135	0.139	0.158321	1.17252
36	110.51	0.173	0.156	0.219159	1.268
42	123.93	0.214	0.173	0.290439	1.3556
48	137.34	0.259	0.189	0.372675	1.43741
54	150.76	0.308	0.204	0.466384	1.5148
60	164.18	0.360	0.219	0.572083	1.58865
66	177.60	0.416	0.234	0.690283	1.65962
72	191.02	0.475	0.249	0.82149	1.72817
78	204.43	0.538	0.263	0.9662	1.79465
84	217.85	0.605	0.278	1.124905	1.85933
90	231.27	0.675	0.292	1.298089	1.92242
96	244.69	0.749	0.306	1.486228	1.9841
102	258.11	0.827	0.320	1.689793	2.0445
108	271.52	0.908	0.334	1.909247	2.10376
114	284.94	0.992	0.348	2.145048	2.16195
120	298.36	1.080	0.362	2.397647	2.21918

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
118.35	294.68	1.056	0.358	2.327	2.20357