

$$F_H = 60342 \text{ Kg}$$

da cui si ricava:

$$R_{attr} = 35184 \text{ Kg}$$

Pertanto la resistenza di attrito è insufficiente a contrastare la risultante delle forze orizzontali.

Per aumentare la resistenza allo scorrimento si dispongono tondini $\phi 26$ di acciaio ad aderenza migliorata FeB44K ($\sigma_{amm} = 2600 \text{ kg/cm}^2$), disposti su tre file con interasse pari a 40 cm. Si ha un tal modo un'area di acciaio di $39.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Ciascun tondino è in grado di assorbire un'azione tagliente:

$$T = 5970 \text{ Kg}$$

Si ha quindi una resistenza aggiuntiva allo scorrimento pari a:

$$R' = 44775 \text{ Kg}$$

e pertanto:

$$v_s = \frac{R_{attr} + R'}{F_H} = 1.34$$

superiore quindi al valore minimo ammissibile (1.30). E' da tenere presente che nella verifica è stato trascurato il contributo stabilizzante della spinta passiva che si esercita sulla faccia FG; pertanto l'effettivo coefficiente di sicurezza risulta maggiore di quello precedentemente calcolato.

Verifica allo schiacciamento

La verifica allo schiacciamento del terreno sotto il piano della è stata eseguita calcolando dapprima la massima sollecitazione (σ_{max}) trasmessa dalla fondazione al terreno, e rapportandola in seguito alla capacità portante del terreno (σ_{amm}).

La distanza u tra il punto in cui è applicata la risultante delle forze agenti e il punto estremo di valle del muro (punto G di Figura 5), e l'eccentricità e della risultante stessa sono pari a:

$$u = M_{tot} / F_v = 1.117 \text{ m}$$

$$e = B/2 - u = 0.883 \text{ m}$$

in cui:

$$B = 4.00 \text{ m}$$

larghezza della fondazione;

$$M_{tot} = M_S - M_R = 91127 \text{ Kgm}$$

risultante dei momenti;

$$F_V = 81565 \text{ Kg}$$

risultante delle forze verticali.

Dal momento che risulta $e > B/6 = 0.667$, con $B/6$ dimensione del nocciolo centrale d'inerzia, la sezione risulta parzializzata. Per cui la tensione di compressione minima e massima valgono rispettivamente:

$$\sigma_{min} = 0$$

$$\sigma_{max} = 4.867 \text{ Kg/cm}^2$$

inferiore al valore ammissibile per il terreno di fondazione. La verifica allo schiacciamento è quindi soddisfatta.

5.2.2 Muro di tipo B

Azioni stabilizzanti

Sono le stesse del muro di tipo A, con eccezione della spinta verticale agente sulla ciabatta IC dovute all'effetto del sovraccarico (P_6). Si ha quindi:

Forza	Modulo [Kg]	Braccio [m]	Momento [Kgm]
P_1	3375	2.55	8606
P_2	5063	2.10	10631
P_3	10000	2.00	20000
P_4	5850	3.350	19598
P_5	5850	3.350	19598
P_6	32456	3.350	108729

Azioni instabilizzanti

Si hanno le seguenti azioni ed i relativi momenti attorno al punto G:

Forza	Modulo [Kg]	Braccio [m]	Momento [Kgm]
$S_{1,h}$	4329	1.833	7936
$S_{1,v}$	1691	2.700	4565
S_2	15125	1.833	27729
$S_{3,h}$	39300	2.750	108076
$S_{3,v}$	15349	2.700	41442

Verifica al ribaltamento

Con il medesimo significato dei simboli visto per il muro tipo A si ha:

$$M_S = 233.169 \text{ Kgm}$$

$$M_R = 143.742 \text{ Kgm}$$

$$v_R = \frac{M_S}{M_R} = 1.622$$

superiore perciò al valore minimo ammissibile (1.50).

Verifica allo scorrimento

Con il medesimo significato dei simboli visto per il muro tipo A si ha:

$$F_V = 79.634 \text{ Kg}$$

$$F_H = 58.754 \text{ Kg}$$

da cui si ricava:

$$R_{attr} = 34.351 \text{ Kg}$$

Pertanto, anche in tal caso, la resistenza di attrito è insufficiente a contrastare la risultante delle forze orizzontali.

Anche in tal caso, per aumentare la resistenza allo scorrimento si dispongono barre $\phi 26$ di acciaio ad aderenza migliorata FeB44K ($\sigma_{amm}=2600 \text{ kg/cm}^2$), disposti su tre file con interasse pari a 40 cm. Si ha un tal modo un'area di acciaio di $39,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Ciascun tondino è in grado di assorbire un'azione tagliente:

$$T=5.970 \text{ Kg}$$

Si ha quindi ancora una resistenza aggiuntiva allo scorrimento a ml di muro pari a:

$$R'=44.775 \text{ Kg}$$

e pertanto:

$$v_s = \frac{R_{\text{attr}} + R'}{F_H} = 1.35$$

superiore quindi al valore minimo ammissibile (1.30). Avendo anche nel presente caso trascurato nella verifica il contributo stabilizzante della spinta passiva che si esercita sulla faccia FG, l'effettivo coefficiente di sicurezza risulta maggiore di quello precedentemente calcolato.

Verifica allo schiacciamento

La verifica allo schiacciamento fornisce:

$$u = M_{\text{tot}}/F_v = 1.123 \text{ m}$$

$$e = B/2 - u = 0.877 \text{ m}$$

essendo:

$$B = 4.00 \text{ m}$$

$$M_{\text{tot}} = M_S - M_R = 89.427 \text{ Kgm}$$

$$F_v = 79.634 \text{ Kg}$$

Dal momento che, anche in tal caso, $e > B/6 = 0.667$ la sezione risulta parzializzata. Si ha pertanto:

$$\sigma_{\text{min}} = 0$$

$$\sigma_{max} = 4.727 \text{ Kg/cm}^2$$

inferiore al valore ammissibile per il terreno di fondazione. La verifica allo schiacciamento è quindi soddisfatta.

6. CALCOLI STATICI CEMENTO ARMATO

I muri in progetto dovranno essere realizzati in calcestruzzo armato, avente le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo: di classe R_{ck} 250 , dotato delle seguenti tensioni massime ammissibili:

- sollecitazione a compressione per flessione o pressoflessione su travi, solette ($s \geq 5$ cm) e pilastri: $\sigma_{C amm} = 85 \text{ kg/cm}^2$;
- sollecitazione a taglio su elementi armati con armatura minima regolamentare : $\tau_{C0 amm} = 5.33 \text{ kg/cm}^2$;
- sollecitazione a taglio su elementi armati con specifica armatura: $\tau_{C1 amm} = 16.86 \text{ kg/cm}^2$;

Ferro d'armatura: acciaio ad aderenza migliorata FeB 44 K, con le seguenti proprietà:

- tensione massima ammissibile : $\sigma_{S amm} = 2600 \text{ kg/cm}^2$;
- coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo: $n = 15$;

Il calcestruzzo sarà confezionato con un rapporto acqua – cemento inferiore a 0.5.

Il copriferro non dovrà avere dimensioni minori di 3 cm, in modo che la superficie non sia mai a meno di 2 cm dal lembo della parete, non essendo prevista l'adozione di diametri superiori a 20 mm.

Nei calcoli statici relativi ai muri in progetto, i medesimi sono stati considerati, per semplicità di calcolo e comunque a favore di sicurezza, come strutture bidimensionali di profondità unitaria. Pertanto dimensionalmente i risultati dei calcoli statici, riportati negli schemi di seguito allegati, sono da intendersi per metro lineare di profondità.

Le sollecitazioni cui deve far fronte la struttura sono state considerate in maniera analoga a quanto fatto nel precedente capitolo relativo alle verifiche geotecniche.

Per determinare le massime sollecitazioni agenti sulla struttura, sono stati adottate le seguenti schematizzazioni:

- la parte di muro in elevazione è stata considerata come un'asta incastrata alla base;
- la parte anteriore della fondazione è stata anch'essa assimilata ad una mensola incastrata.

Una volta determinate le sollecitazioni agenti sulla struttura le armature sono state calcolate col metodo delle tensioni ammissibili come segue.

Detta H l'altezza totale di sezione inflessa, h l'altezza utile (=H-copriferro), b la larghezza assunta unitaria e M_{max} il massimo momento flettente agente sulla sezione, risulta:

$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_{max}}{b}}}$$

Noto r e considerando un determinato valore di $\mu = A'_f / A_f$, si ricava su apposite tabelle di letteratura il valore della tensione di compressione sul calcestruzzo (σ_c), che deve risultare inferiore a $\sigma_{c\text{ amm}}$, e il coefficiente β necessario per il calcolo dell'area dei ferri tesi A_f :

$$A_f = \beta \cdot \sqrt{M_{max} \cdot b}$$

L'area dei ferri compressi è quindi pari a:

$$A'_f = \mu \cdot A_f$$

mentre i ferri di ripartizione (A_{rf}) vengono assunti nella misura del 20% dei ferri tesi.

L'armatura deve essere infine verificata al taglio calcolando la tensione tangenziale massima nel conglomerato e confrontandola con i valori τ_{c0} e τ_{c1} previsti dalla normativa rispettivamente per elementi non armati e armati a taglio:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{0.9 \cdot b \cdot h}$$

Qualora risulti $\tau_{max} < \tau_{c0}$, secondo la normativa non è richiesta la verifica delle armature a taglio, in caso contrario si deve prevedere l'armatura a taglio.

7.	QUADRO ECONOMICO		
A	Lavori a base d'appalto		L. 3.350.000.000

B	Imprevisti	L. 169.960.000	
C	IVA su opere e imprevisti (10% di A+B)	L. --	
D	IVA su opere e imprevisti (20% di A+B)	L. 670.000.000	
E	Espropri, Servitù e Indennizzi	L. --	
F	Oneri professionali	L. 335.000.000	
G	CNPAIA su oneri professionali (2% di F)	L. 6.700.000	
H	IVA su oneri professionali e CNPAIA (20% di F+G)	L. 68.340.000	
I	Oneri ENEL / TELECOM GAS / Arrotondamenti	L. 50.000.000	

L	Somme a disposizione dell'Amministrazione (B+C+D+E+F+G+H+I)	L. 1.300.000.000	L. 1.300.000.000
		-----	-----
	TOTALE GENERALE (A+L)		L. 4.650.000.000
			=====

FIGURE

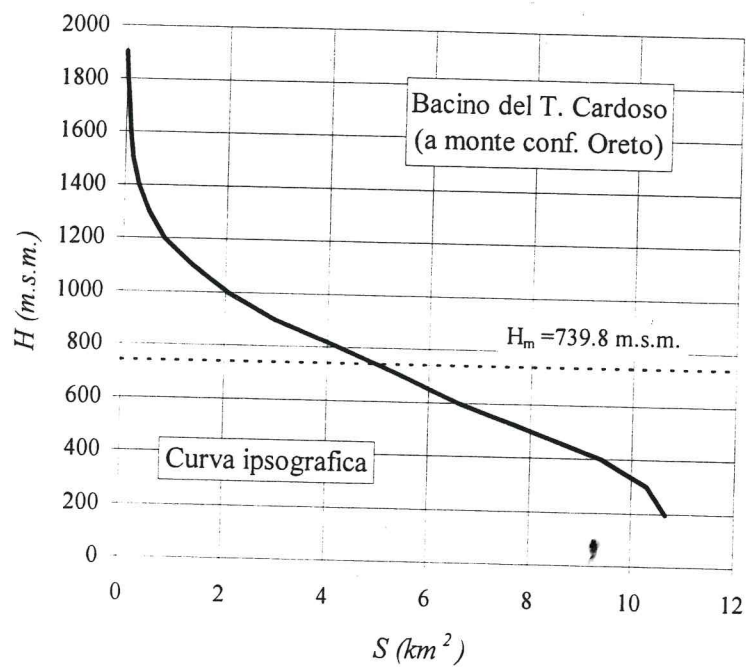


Figura 1- Curva ipsografica del Torrente Cardoso a monte della confluenza col T. Oreto.

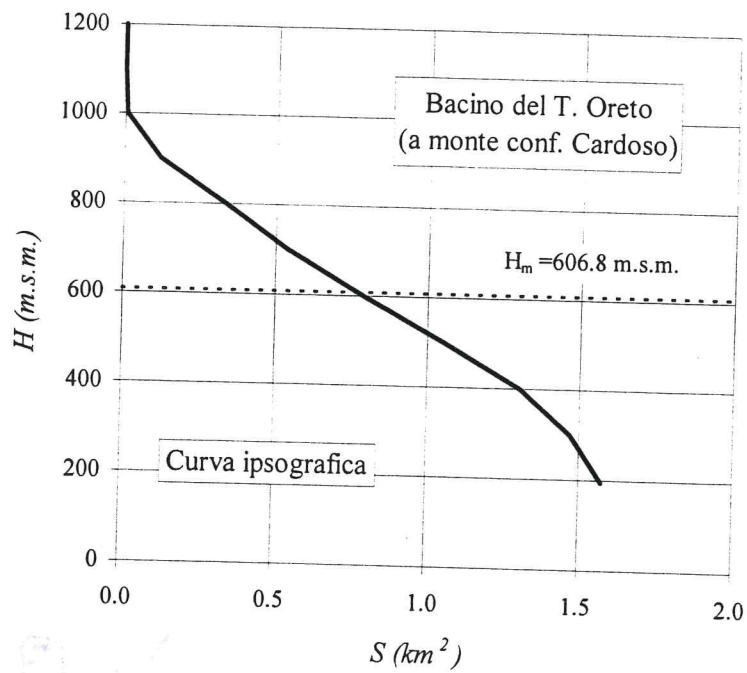


Figura 2 - Curva ipsografica del Torrente Oreto a monte della confluenza nel T. Cardoso.

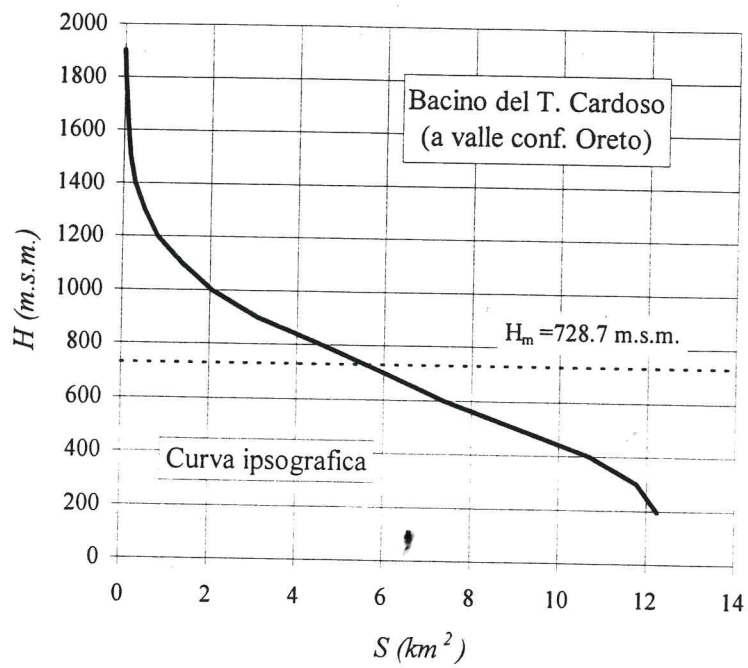


Figura 3 - Curva ipsografica del Torrente Cardoso a valle della confluenza col T. Oreto.

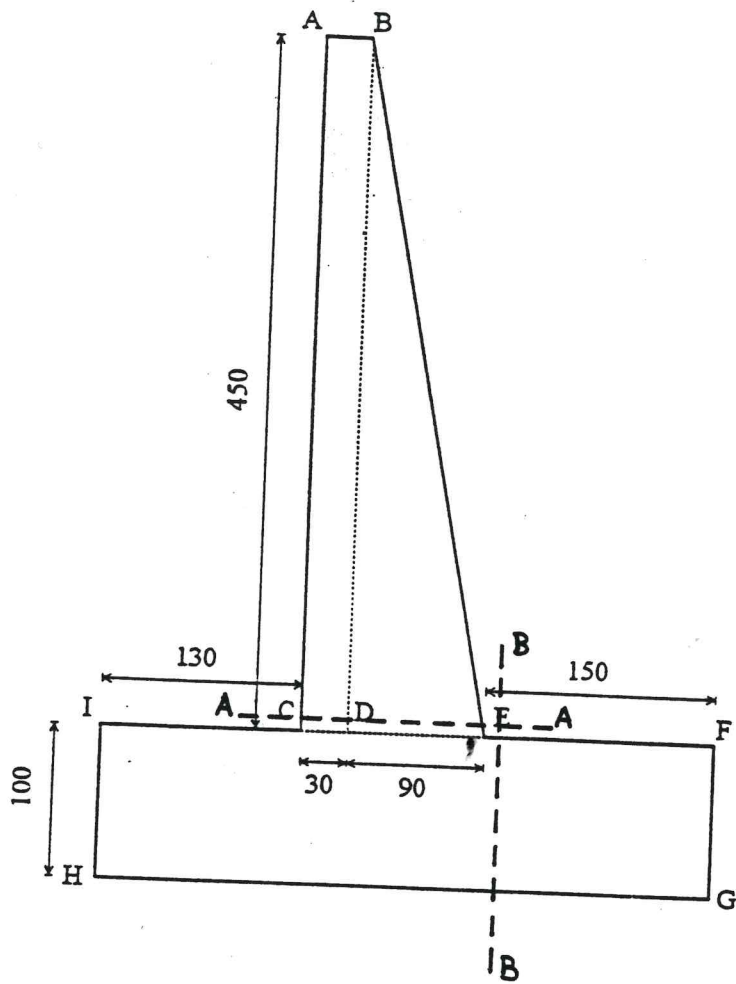


Figura 4 - Geometria dei muri di sostegno di tipo A e B.

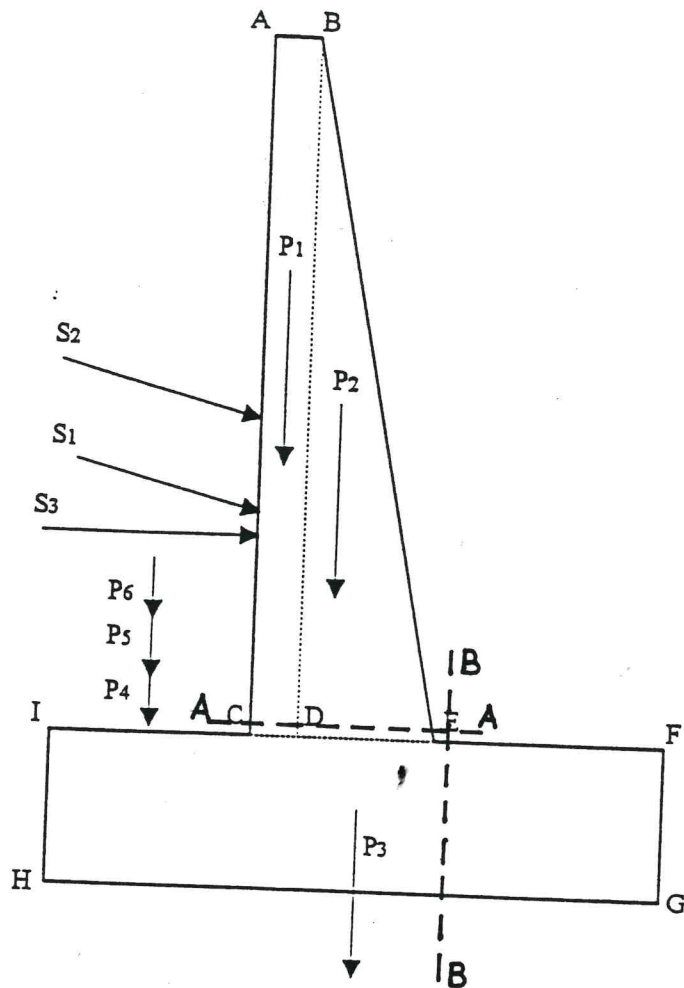


Figura 5 - Forze agenti sui muri di sostegno di tipo A e B.

APPENDICE

Verifiche muri in c.a.

VERIFICHE MURO TIPO "A"

Sezione A-A

Risultante delle spinte agenti sul muro:

$$F_H = [\text{kg}] = 46.477$$

Momento:

$$M = F \times l = [\text{kgxm}] = 94.813 \quad (h = 2,04)$$

Taglio:

$$T [\text{kg}] = 46.477$$

Sezione B-B

Risultante delle spinte agenti sulla parte anteriore della fondazione:

$$F = [\text{kg}] = 56.670$$

Momento:

$$M = \sum_i F \times l_i = [\text{kgxm}] = 46.575$$

Taglio:

$$T [\text{kg}] = 56.670$$

CALCOLO DEI CEMENTI ARMATI

1) Sezione A-A

$$\text{copriferro } c \text{ (cm)} = 3$$

$$\text{spessore utile (cm)} = 117$$

$$M_{\text{max}} \text{ (kg x m)} = 94.813$$

$$T_{\text{max}} \text{ (kg)} = 46.477$$

$$\mu = A'_f / A_f = 0,4$$

$$r = 0,380$$

$$\sigma_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 55$$

$$\beta = 0,00108$$

$$A_f \text{ (cm}^2\text{)} = 33,26 \Rightarrow$$

$$\phi 22 / 20'' \Rightarrow 19,01 \text{ cm}^2$$

$$\phi 20 / 20'' \Rightarrow 15,71 \text{ cm}^2$$

$$A'_f \text{ (cm}^2\text{)} = 13,30 \Rightarrow$$

$$\phi 20 / 20'' \Rightarrow 15,71 \text{ cm}^2$$

Area ferri ripartizione (cm²) = 6,65 ⇒ $\phi 14 / 20'' \Rightarrow 7,71 \text{ cm}^2$

τ_{\max} (kg/cm²) = 4,41 ⇒ non serve armatura a taglio
($\tau_{c0} > \tau_{\max}$)

2) Sezione B-B

copriferro c (cm) 3
spessore utile (cm) = 97
 M_{\max} (kg x m) = 46.575
 T_{\max} (kg) = 56.670
 $\mu = A'_f / A_f = 0,4$
 $r = 0,449$

σ_c (kg/cm²) = 50
 $\beta = 0,00099$

A_f (cm²) = 21,37 ⇒ $\phi 16 / 20'' \Rightarrow 10,05 \text{ cm}^2$
 $\phi 18 / 20'' \Rightarrow 12,72 \text{ cm}^2$

A'_f (cm²) = 8,55 ⇒ $\phi 16 / 20'' \Rightarrow 10,05 \text{ cm}^2$

Area ferri ripartizione (cm²) = 4,27 ⇒ $\phi 12 / 20'' \Rightarrow 5,66 \text{ cm}^2$

τ_{\max} (kg/cm²) = 6,49 ⇒ armatura a taglio ($\tau_{c0} < \tau_{\max} < \tau_{c1}$)
 $\phi 14 / 20''$ piegati $\Rightarrow 7,70 \text{ cm}^2$

VERIFICHE MURO TIPO "B"

Sezione A-A

Risultante delle spinte agenti sul muro:

$$F_H = [\text{kg}] = 45.179$$

Momento:

$$M = F \times l = [\text{kgxm}] = 91.713 \quad (h = 2,03)$$

Taglio:

$$T [\text{kg}] = 45.179$$

Sezione B-B

Risultante delle spinte agenti sulla parte anteriore della fondazione:

$$F = [\text{kg}] = 55.120$$

Momento:

$$M = \sum_i F \times l_i = [\text{kgxm}] = 45.285$$

Taglio:

$$T [\text{kg}] = 55.120$$

CALCOLO DEI CEMENTI ARMATI

1) Sezione A-A

$$\text{copriferro } c \text{ (cm)} = 3$$

$$\text{spessore utile (cm)} = 117$$

$$M_{\text{max}} \text{ (kg x m)} = 91.713$$

$$T_{\text{max}} \text{ (kg)} = 45.179$$

$$\mu = A'_f / A_f = 0,4$$

$$r = 0,386$$

$$\sigma_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 55$$

$$\beta = 0,00108$$

$$A_f \text{ (cm}^2\text{)} = 32,71 \Rightarrow$$

$$\phi 22 / 20'' \Rightarrow 19,01 \text{ cm}^2$$

$$\phi 20 / 20'' \Rightarrow 15,71 \text{ cm}^2$$

$$A'_f \text{ (cm}^2\text{)} = 13,08 \Rightarrow$$

$$\phi 20 / 20'' \Rightarrow 15,71 \text{ cm}^2$$

Area ferri ripartizione (cm²) =

6,54

⇒

φ 12 / 15" ⇒ 7,55 cm²

τ_{max} (kg/cm²) =

4,29

⇒

non serve armatura a taglio
(τ_{c0} > τ_{max})

2) Sezione B-B

copriferro c (cm)

3

spessore utile (cm) =

97

M_{max} (kg x m) =

45.285

T_{max} (kg) =

55.120

μ = A'_r / A_r =

0,4

r =

0,456

σ_c (kg/cm²) = 50

β = 0,00099

A_r (cm²) =

21,07

⇒

φ 16 / 20" ⇒ 10,05 cm²
φ 18 / 20" ⇒ 12,70 cm²

A'_r (cm²) =

8,43

⇒

φ 16 / 20" ⇒ 10,05 cm²

Area ferri ripartizione (cm²) =

4,21

⇒

φ 12 / 20" ⇒ 5,66 cm²

τ_{max} (kg/cm²) =

6,31

⇒

armatura a taglio (τ_{c0} < τ_{max} < τ_{c1})
φ 14 / 20" piegati ⇒ 7,70 cm²

COMUNE DI STAZZEMA

Piazza Europa - 55040 PONTETAZZEMESE (LU)

OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA E LA SISTEMAZIONE FUNZIONALE DELLA ZONA INDUSTRIALE-ARTIGIANALE POSTA IN LOCALITA' COL DEL CAVALLO
PRIMA FASE (importo finanziamento 4.650.000.000)

PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

per la parte idraulica:

Prof. Ing. Armando BRATH

Prof. Ing. Ugo MAIONE

Dott. Ing. Denis CERLINI

Dott. Ing. Franco GALLI

per la parte urbanistica:

Dott. Arch. Mauro CIAMPA

Dott. Arch. Piero LAZZERONI

Dott. Arch. Antonio BARONI

Dott. Arch. Mario BONAMICI

per la parte geologico-geotecnica:

Dott. Geol. Rinaldo MUNETTI

per i rilievi topografici:

Geom. Amerigo GUIDI



INDICE	DATA	MODIFICHE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
a)	COROGRAFIA	scala 1:10.000		SCALA	
b)	CARTA GEOLOGICA GEOMORFOLOGICA	scala 1:2.000		ELABORATO:	
c)	SEZIONE GEOMORFOLOGICA	scala 1:2.000		CCPE	
I PROGETTISTI:				31.5.1	
	Prof. Ing. Armando BRATH	Dott. Arch. Mauro CIAMPA			
	Prof. Ing. Ugo MAIONE	Dott. Arch. Piero LAZZERONI		MARZO 1999	