

ing. Daniele COLLEONI
via Lecchetto 11A
24030 Carvico (BG)
035/4360532
333/5285935
Ordine Ingegneri Bergamo n° 2690
ing.danielecolleoni@gmail.com

Comune di CASTELLEONE (CR)

RELAZIONE DI CALCOLO

Comune di CASTELLEONE

Provincia di CREMONA

Regione LOMBARDIA

**Progetto esecutivo per la riqualificazione e il potenziamento
del Centro Sportivo Comunale di via Dosso a Castelleone (CR)**

Committente: Amministrazione Comunale di CASTELLEONE (CR)

Incarico conferito da: STUDIO 28A
via Francesco Nullo, 28/A
241283 Bergamo
info@studio28a.it



ing. Daniele COLLEONI

INDICE

1) NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
2) MATERIALI UTILIZZATI	3
3) RESISTENZE DEI MATERIALI	3
4) VERIFICHE OPERE DI FONDAZIONE	7
5) PLINTI TORRI FARO	15

1) NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si fa riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 14 gennaio 2008 - “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”

2) MATERIALI UTILIZZATI

- calcestruzzo C25/30 per fondazioni
- acciaio d’armatura B450c controllato in stabilimento

3) RESISTENZE DEI MATERIALI

Per il calcestruzzo:

Tipo C25/30 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio adaderenza migliorata tipo Acciaio B450C (resistenza caratteristica $f_{yk} = 450,0 \text{ N/mm}^2$), avente le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione = XC2 per fondazioni

XC1	ASCIUTTO O PERMANENTEMENTE BAGNATO	INTERNI DI EDIFICI CON UMIDITÀ RELATIVA BASSA. CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO CON LE SUPERFICI ALL’INTERNO DI STRUTTURE CON ECCEZIONE DELLE PARTI ESPOSTE A CONDENSA, O IMMERSO IN ACQUA.
XC2	BAGNATO, RARAMENTE ASCIUTTO	PARTI DI STRUTTURE DI CONTENIMENTO LIQUIDI FONDAZIONI. CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO PREVALENTEMENTE IMMERSO IN ACQUA O TERRENO NON AGGRESSIVO.
XC3	UMIDITÀ MODERATA	CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO IN ESTERNI CON SUPERFICI ESTERNE RIPARATE DALLA PIOGGIA, O IN INTERNI CON UMIDITÀ DA MODERATA AD ALTA.
XC4	CICLICAMENTE ASCIUTTO E BAGNATO	CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO O PRECOMPRESSO IN ESTERNI CON SUPERFICI SOGGETTE A ALTERNANZE DI ASCIUTTO ED UMIDO CALCESTRUZZI A VISTA IN AMBIENTI URBANI. SUPERFICI A CONTATTO CON L’ACQUA NON COMPRESA NELLA CLASSE XC2.

	NESSUN RISCHIO DI CORROSIONE DELLE ARMATURE	CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DALLA CARBONATAZIONE					CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DAI CLORURI					ATTACCO DAI CICLI DI GELO/ DISGELO					AMBIENTE AGGRESSIVO PER ATTACCO CHIMICO		
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
MASSIMO RAPPORTO a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45			0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
MINIMA CLASSE DI RESISTENZA	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45			
MINIMO CONTENUTO IN CEMENTO (Kg/m³)		300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	340	360	320	340	360		
CONTENUTO MINIMO IN ARIA (%)															3,0 (a)				
ALTRI REQUISITI															AGGREGATI CONFORMI ALLA UNI EN 12620 DI ADEGUATA RESISTENZA AL GELO/DISGELO	E RICHIESTO L’IMPIEGO DI CEMENTI RESISTENTI AI SOLFATI (b)			
(a) QUANDO IL CALCESTRUZZO NON CONTIENE ARIA AGGIUNTA, LE SUE PRESTAZIONI DEVONO ESSERE VERIFICATE RISPETTO AD UN CALCESTRUZZO AERATO PER IL QUALE È PROVATA LA RESISTENZA AL GELO/DISGELO, DA DETERMINARSI SECONDO UNI 7087, PER LA RELATIVA CLASSE DI ESPOSIZIONE.																			
(b) QUALORA LA PRESENZA DI SOLFATI COMPORTI LE CLASSI DI ESPOSIZIONE XA2 E XA3 È ESSENZIALE UTILIZZARE UN CEMENTO RESISTENTE AI SOLFATI SECONDO LA UNI 9156.																			

Classe di consistenza = S4/S5

CLASSE	ABBASSAMENTO AL CONO
S1	10 + 40 mm
S2	50 + 90 mm
S3	100 + 150 mm
S4	160 + 210 mm
S5	≥ 220* mm

Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd}) = 1,14 N/mm²

Resistenza a rottura per flessione (f_{cfm}) = 3,13 N/mm²

Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd}) = 0,34 N/mm²

Modulo elastico normale (E) = 31200 N/mm²

Modulo elastico tangenziale (G) = 12488 N/mm²

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c) = 1.6

Coefficiente di Omogeneizzazione = 15

Peso specifico = 25000 N/m³

Coefficiente di dilatazione termica = 0,000010 1/°C

In funzione della classe di resistenza, nelle calcolazioni, si sono adottati le seguenti tensioni di progetto, coerentemente con quanto disposto al paragrafo 4.1.1.1.1 del DM 14/01/2008:

Classe	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	$f_{ctk,0,05}$ [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	f_{bd} [N/mm ²]
C12/15	15	12	6,8	20	1,6	1,1	0,7	1,7
C16/20	20	16	9,1	24	1,9	1,3	0,9	2,0
C20/25	25	20	11,3	28	2,2	1,5	1,0	2,3
C25/30	30	25	14,2	33	2,6	1,8	1,2	2,7
C28/35	35	28	15,9	36	2,8	1,9	1,3	2,9
C32/40	40	32	18,1	40	3,0	2,1	1,4	3,2
C35/45	45	35	19,8	43	3,2	2,2	1,5	3,4
C40/50	50	40	22,7	48	3,5	2,5	1,6	3,7
C45/55	55	45	25,5	53	3,8	2,7	1,8	4,0
C50/60	60	50	28,3	58	4,1	2,9	1,9	4,3

Cemento per strutture di fondazione:

Cemento tipo 32,5 R

Classe di resistenza $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Rapporto acqua/cemento 0,50

Grado di compattazione ≥ 0,95

I cementi dovranno rispondere ai limiti di accettazione contenuti nella legge 6 maggio 1965, n. 595 e nel D.M. 3 giugno 1968 ("Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi")

Inerti:

Devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose

Sabbia lavata e ben granata granulometria mm 1,5

Ghiaietto vagliato granulometria mm 7,0

Ghiaia vagliata granulometria mm 30

Le dimensioni devono comunque essere commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

Acqua:

Potabile o priva di sali (solfuri o cloruri), sostanze organiche o grassi.

Acciaio in tondini per carpenterie B450C controllato in stabilimento con le seguenti caratteristiche:

Modulo elastico normale = 210000 N/mm^2

Modulo elastico tangenziale = 84000 N/mm^2

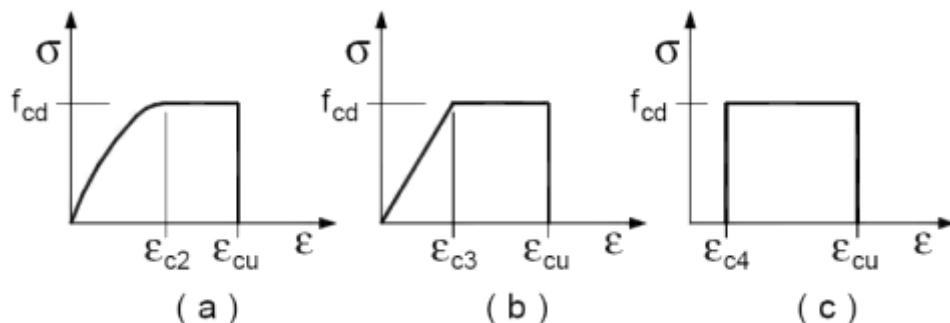
Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza allo SLU $\gamma_s = 1,15$

L'acciaio utilizzato dovrà essere accompagnato da un certificato di Laboratorio Ufficiale riferentesi al tipo di armatura di cui trattasi e marchiato in modo che risulti inequivocabile il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio ed alla eventuale saldabilità. In particolare la data del certificato dovrà essere non anteriore di tre mesi a quella di spedizione. Tale periodo può essere prolungato fino a sei mesi qualora il produttore abbia comunicato ufficialmente al Laboratorio Ufficiale incaricato del controllo di avere sospeso la produzione, nel qual caso il certificato dovrà essere accompagnato da detta comunicazione.

Non si dovranno porre in opera armature ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne compromettano la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

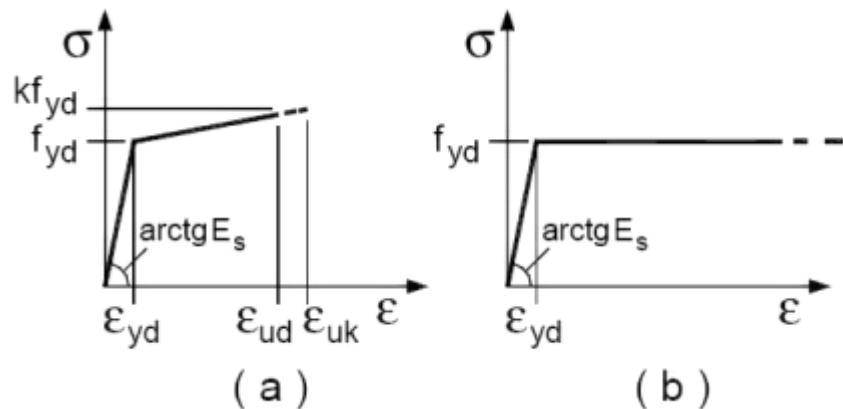
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0,0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.
Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

4) VERIFICHE OPERE DI FONDAZIONE

Non essendo ancora pervenute in questa sede le indagini geologiche, si ipotizzano i seguenti parametri medi relativi al terreno in esame:

- Peso di volume 1800 daN/m³
- Angolo di attrito 30°
- Costante di Winkler 5 daN/cm³

Le fondazioni della struttura in oggetto sono costituite da cordoli continui a sezione rettangolare di dimensioni 60x50 cm sui lati longitudinali e in testata.

Una platea in calcestruzzo di spessore 12 cm, armata con rete elettrosaldata ø6 mm maglia 20x20 cm debitamente sovrapposta, collega all'estradosso detti cordoli, eliminando le spinte peculiari dell'azione degli archi e realizzando un efficace collegamento orizzontale fra le fondazioni.

Si adotta comunque quale piano di posa della fondazione - 0,60 metri circa dal piano campagna, previa adozione di idoneo strato di calcestruzzo magro, in modo tale che questo orizzonte sia adeguato e privo di sostanza organiche, quindi (come prescritto dal D.M. 08) "situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua", fattori che possano interferire con la stabilità del terreno di fondazione stesso.

Per la realizzazione dei cordoli e della platea si utilizzano i seguenti materiali:

Calcestruzzo per strutture di fondazione: C25/30
Acciaio in barre per armature: B450C controllato in stabilimento

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 della tabella sopracitata. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti riportati nella colonna A2 a pag. 23.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 a pag. 23.

Nei calcoli eseguiti viene adottato l'*Approccio 2*.

LEGATURA CORDOLI PLATEA

Come anticipato, la presenza della platea in calcestruzzo dello spessore di 12 cm elimina i problemi legati al ribaltamento e allo slittamento dei cordoli di fondazione e alle pressioni eccentriche sul terreno.

Di fatto la platea contrasta questi fenomeni andando ad assorbire le reazioni orizzontali date dalla spinta degli archi.

Per far ciò comunque la platea deve essere efficacemente legata ai cordoli stessi.

La reazione orizzontale più elevata (diretta verso l'esterno della platea) è pari a circa 50000 N.

Si è optato per la posa di ferri d'armatura ø10 passo 80 cm + 3 in corrispondenza di ogni arco.

Vediamone la verifica:

$$A_{ø10} = 78 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad 3 \times 391 \text{ N/mm}^2 \times 78 \text{ mm}^2 = 92127 \text{ N} > 50000 \text{ N}$$

senza considerare l'apporto dei ferri di legatura (circa 6) in campata fra due archi adiacenti.

L'abbondanza della verifica è volta comunque a garantire la massima coesione fra cordoli e platea.

Se si verificasse poi la situazione di possibile rottura a trazione della platea sotto le spinte degli archi, si avrebbe:

$$50000 \text{ N} / 5500 \times 120 \text{ mm}^2 = 0,08 \text{ N/mm}^2$$

valore decisamente inferiore a:

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione } (f_{ctd}) = 1,14 \text{ N/mm}^2$$

Basterebbe quindi la semplice resistenza a trazione del calcestruzzo plateale; come anticipato, questa viene comunque armata con rete elettrosaldata ø6 mm maglia 20x20 debitamente sovrapposta.

La presenza della platea infine risponde perfettamente a quanto richiesto nel D.M.08 circa il collegamento orizzontale tra fondazioni (§ 7.2.5.1).

La prescrizione riguarda la considerazione della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel § 3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Nel caso in esame, facendo riferimento ad un profilo stratigrafico di tipo C, si ha:

$$\pm 0,4 \times 250000 \text{ N} \times 0,122 \text{ g} \times 1,500/\text{g} = \pm 18300 \text{ N}$$

valore decisamente inferiore a quello precedentemente verificato e pari a 50000 N, avendo assunto il valore massimo verticale di reazione pari a 250000 N come somma delle reazioni verticali sul cordolo centrale (valore evinto da precedenti calcolazioni).

VERIFICA PORTATA TERRENO E RELAZIONE GEOTECNICA

La presenza della platea, assorbendo le azioni orizzontali degli archi, imputa dunque al terreno le sole azioni verticali.

Si valuta l'effetto sul terreno per i cordoli perimetrali:

$$\sigma = 100000 \text{ N}/600 \times 5500 = 0,030 \text{ N/mm}^2 = 0,30 \text{ daN/cm}^2$$

avendo assunto il valore medio massimo verticale di reazione pari a 100000 N.

Mediante una qualsiasi analisi dei terreni, con formule ad esempio di *Terzaghi Vesic*, si può constatare che tale valore è compatibile con qualsiasi tipo di terreno, anche di assai scarse caratteristiche meccaniche;

l'analisi di Terzaghi sotto riportata determina un valore pari a 1,42 daN/cm², valore ben superiore rispetto a 0,38 daN/cm² calcolati.

**DETERMINAZIONE DEL CARICO AMMISSIBILE
 FONDAZIONI SUPERFICIALI
 Formula di Terzaghi - Vesic'**

Dati:

Carico ripartito sulla superficie del terreno
 Profondità del piano di posa della fondaz.
 Base della fondazione
 Lunghezza della fondazione

$p = \boxed{0}$ kg/m²
 $D = \boxed{60}$ cm
 $B = \boxed{60}$ cm
 $L = \boxed{550}$ cm

Caratteristiche del terreno di posa della fondazione:

Peso specifico

$\gamma_t = \boxed{1800}$ daN/m³

Angolo di attrito interno

$\varphi = \boxed{30}$ °

Coesione

$c = \boxed{0}$ daN/cm²

Coefficiente di sicurezza portanza in fondazione

= $\boxed{2,3}$

(Approccio 2: (A1+M1+R3), DM 14_01_2008)

Valori dei coefficienti di portanza:

$N_c = 30,14$

$N_q = 18,40$

$N_y = 22,40$

Coefficienti di forma:

$\zeta_c = 1,07$

(circolare=quadrata)

$\zeta_q = 1,06$

$\zeta_y = 0,96$

Carico ripartito a quota del piano di posa:

$$q = p + \gamma_t D = 0 + 0,0018 \times 60 = 0,108 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione tensione limite del terreno

$$Q_{t,lim} = \zeta_c N_c C + \zeta_y N_y \gamma_t B/2 + \zeta_q N_q q$$

$$Q_{t,lim} = 1,07 \times 30,14 \times 0 + 0,96 \times 22,4 \times 0,0018 \times 60/2 + 1,06 \times 18,4 \times 0,108 =$$

$$Q_{t,lim} = 3,27 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione della tensione massima di calcolo:

si adotta un coefficiente di sicurezza s = 2,3

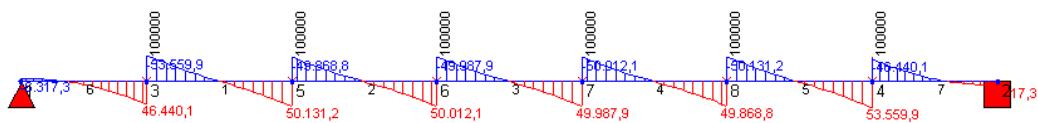
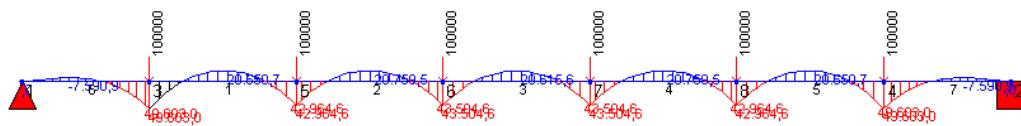
$$Q_d = Q_{ult} / s = 3,27 / 2,3 = 1,42 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA ARMATURE LONGITUDINALI

Non avendo alcun dato circa il valore della costante di Winkler, o coefficiente di sottragendo relativamente al terreno in esame, se ne ipotizza un valore piuttosto prudentiale:

$$k = 5,00 \text{ kg/cm}^3$$

Si studia quindi il cordolo di fondazione dimensioni 60x50 cm come trave su suolo elastico; seguono diagrammi momento flettente e taglio:



Riassumendo, i valori massimi sono:

$$M_d = 49603 \text{ Nm}$$

$$V_d = 53560 \text{ N}$$

Essendo trave non armata al taglio, per la verifica si applica la nota formula:

$$V_{ctd} = 0,25bdf_{ctd} = 0,25 \times 600 \times 470 \times 1,2 \text{ N/mm}^2 = 84600 \text{ N} > 53560 \text{ N}$$

M_d neg = 49603 Nm (negativo in prossimità dell'arco)

$$A_s = M_{sd}/0,9df_{yd}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$d = 0,9h \quad \text{con } h \text{ altezza trave}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} - A_s &= 49603000 \text{ Nmm}/0,9 \times 470 \text{ mm} \times 391 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ mm}^2 \\ &\text{4 ferri } \varnothing 14 \rightarrow 4 \times 154 \text{ mm}^2 = 616 \text{ mm}^2 > 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Minimi d'armatura secondo §4.1.6.1.1 D.M. 08

Per elementi continui eminentemente inflessi, come la trave di fondazione, sul bordo teso va posta un'armatura longitudinale commisurata almeno a:

$$A_{s min} \geq 0,26f_{ctm}b_t d/f_{yk}$$

dove

$$b_t = 600 \text{ mm} \quad \text{larghezza media della zona tesa}$$

$$d = 470 \text{ mm} \quad \text{altezza utile della sezione}$$

$$0,26 \times 2,56 \times 600 \times 470 / 450 = 417 \text{ mm}^2 < 4 \times 154 \text{ mm}^2 = 616 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{in opera 4 ferri } \varnothing 14 \text{ mm,}$$

quantitativo che risponde anche al minimo imposto in seconda istanza:

$$A_{s min} \geq 0,0013b_t d$$

$$0,0013 \times 600 \times 470 = 367 \text{ mm}^2 < 4 \times 154 \text{ mm}^2 = 616 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{in opera 4 ferri } \varnothing 14 \text{ mm}$$

Minimi d'armatura secondo §7.2.5 D.M. 08

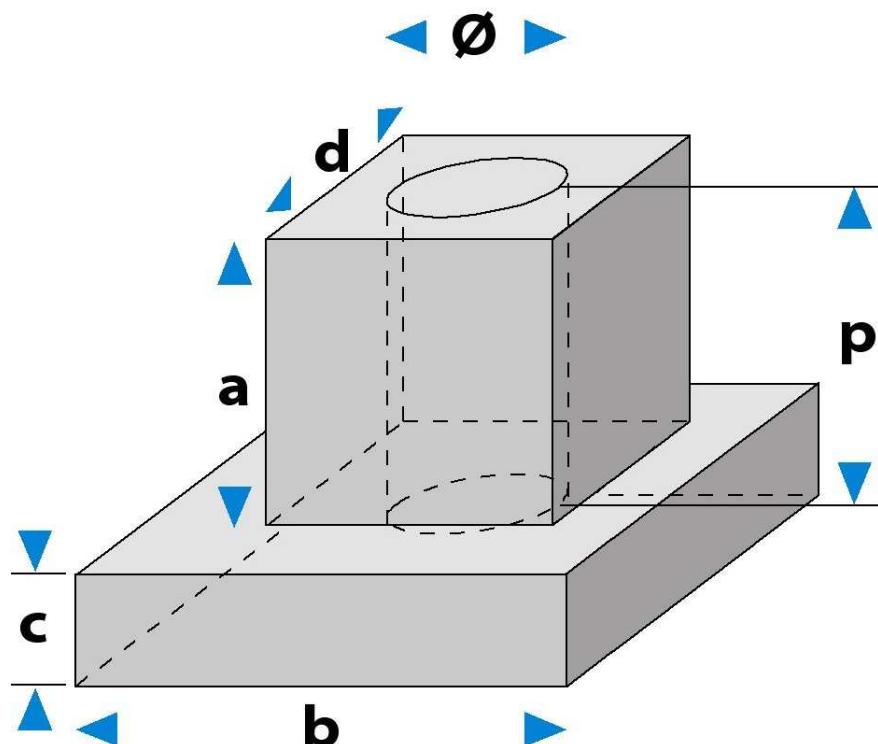
Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2%, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Facendo riferimento alle tavole tecniche:

$$- 600 \times 500 \text{ mm} \rightarrow 4 \varnothing 14 = 616 \text{ mm}^2 > 0,2\% (600 \times 500) = 600 \text{ mm}^2$$

5) PLINTI TORRI FARO

PLINTO DI FONDAZIONE PRELIMINARE NON ESECUTIVO



- Altezza a	1300 mm
- Larghezza d	1800 mm
- Diametro vano Ø	800 mm
- Profondità vano P	1500 mm
- Altezza c	500 mm
- Larghezza b	2800 mm
- Volume plinto	7.378 mc
- Quantità di ferro	368.9 Kg ca.

Il calcolo della fondazione è stato elaborato in conformità a quanto previsto dal D.M. LL.PP. del 14/01/2008 "Norme tecniche per i calcoli, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", ipotizzando una capacità portante del terreno (q_{lim}) di 450 kPa

CONDIZIONI DI PROGETTO

Specifiche di Calcolo:	secondo quanto disposto dal D.M. del 14.01.2008 e precisamente:
	- Zona di vento = 1
	- Categoria di esposizione = 2
	- Altezza s.l.m. < 500 m