



AREA INFRASTRUTTURE CIVILI
SERVIZIO STRADE



INTERVENTO DI COSTRUZIONE FOGNATURA BIANCA IN VIA DEI MILLE A MARINA DI RAVENNA

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Segretario generale:
Dott. PAOLO NERI

Assessorato LL.PP.:
Sig.ROBERTO GIOVANNI FAGNANI

Sindaco:
Sig. FABRIZIO MATTEUCCI

Capo Servizio: Ing. ANNA FERRI

Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI

Firme:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. FULVIO CUNDARI

PROGETTISTA COORDINATORE:

Dott.GIANLUCA RICEPUTI

COORD.SICUREZZA PROGETTAZIONE:

Dott.GIANLUCA RICEPUTI

PROGETTISTA OPERE IN C.A.:

Ing.FULVIO CUNDARI

PROGETTISTA OPERE FOGNARIE:

Dott.GIANLUCA RICEPUTI

PROGETTISTA VIABILITA':

Geom.AGNESE CENTOLANI

ELABORAZIONE GRAFICA:

Dis. FRANCA BERTOZZI
Geom. ELISA FORTIBUONI

0	EMISSIONE	FB	GR	MC	Gen. 2016
Rev.	Descrizione:	Redatto:	Controllato	Approvato	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO POZZETTI IN OPERA

Fascicolo: 2014/06.05/n.170	Data: Gennaio 2016	Codice Elaborato: R_1002
Scala:	File:	Revisione: 0

INDICE

1. Premessa	Pag. 3
2. Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale	Pag. 4
2.1 Aspetti progettuali	Pag. 4
2.1.1 POZZETTO N. 1 - Dimensioni $180 \times 210 \times H = 265 + 20$	
2.1.2 POZZETTO N. 2 - Dimensioni $180 \times 210 \times H = 246 + 20$	
2.1.3 POZZETTO N. 6 - Dimensioni $190 \times 220 \times H = 291 + 20$	
2.1.4 POZZETTO N. 7 - Dimensioni $190 \times 220 \times H = 318 + 20$	
2.1.5 POZZETTO E - Dimensioni $330 \times 380 \times H = 276 + 25$	
2.2 Aspetti geotecnici	Pag. 14
2.3 Caratteristiche dei materiali	Pag. 14
2.4 Riferimenti normativi	Pag. 15
2.5 Definizione azione sismica	Pag. 15
2.5.1 Parametri sismici	
2.5.2 Parametri del suolo di fondazione	
2.5.3 Spettri di risposta	
2.6 Azioni agenti sulla struttura	Pag. 21
2.7 Combinazioni di carico	Pag. 22
2.8 Verifiche strutturali del pozzetto	Pag. 24
2.8.1 Verifica coperto	
2.8.2 Verifica pareti	
2.8.3 Verifica fondo vasca	
2.9 Verifiche geotecniche	Pag. 29
2.9.1 Verifica a galleggiamento	
2.9.2 Pressioni massime sul terreno	
2.9.3 Cedimenti	

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo strutturale sono illustrati le verifiche geotecniche e strutturali delle opere da realizzare nell’ambito dei lavori per la costruzione della fognatura bianca a Ravenna, località Marina di Ravenna, in via dei Mille.

In particolare si tratta della realizzazione di 6 pozzetti, realizzati in opera in c.c.a., aventi geometria scatolare con copertura semplicemente appoggiata. I manufatti sono previsti e verificati completamente interrati, con copertura carrabile, a quota del piano della strada.

Nello specifico i pozzetti sono stati così denominati dalla Committenza:

- Pozzetto n. 1, con dimensioni massime esterne pari a $180 \times 210 \times 285$ mc;
- Pozzetto n. 2, con dimensioni massime esterne pari a $180 \times 210 \times 266$ mc;
- Pozzetto n. 5÷6, con dimensioni massime esterne pari a $190 \times 220 \times 311$ mc;
- Pozzetto n. 7, con dimensioni massime esterne pari a $190 \times 220 \times 338$ mc;
- Pozzetto E, con dimensioni massime esterne pari a $330 \times 380 \times 301$ mc;



2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

(secondo Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 1373 del 2011)

2.1 ASPETTI PROGETTUALI - Punto B.2.2. b)

Nei calcoli seguenti i pozzetti vengono considerati come strutture a funzionamento scatolare, ad un solo piano e non destinate ad uso abitativo: per questo motivo le pareti non sono state progettate e verificate come setti sismici e quindi non sono stati applicati i dettagli costruttivi del punto 7.4.6.1.4 (Limitazioni geometriche) e 7.4.6.2.4 (Limitazioni di armatura) delle NTC 2008.

Inoltre in corrispondenza di forature, di aperture o botole verrà predisposta lungo i bordi un'armatura tale da garantire la continuità strutturale e la tenuta.

2.1.1 POZZETTO N. 1 - Dimensioni $180 \times 210 \times H = 265 + 20$

Nel pozzetto n. 1 la lastra di fondo, incastrata ai bordi delle pareti verticali e posta su un getto di magro, ha una dimensione in pianta pari 180×210 cmq e spessore di 20 cm. Per le quattro pareti verticali, due di superficie 180×265 cmq e due di area 210×265 cmq, è stato previsto uno spessore 15 cm. La lastra di copertura, semplicemente appoggiata alle pareti verticali, ha dimensioni in pianta pari a quella del fondo e spessore di 20 cm.

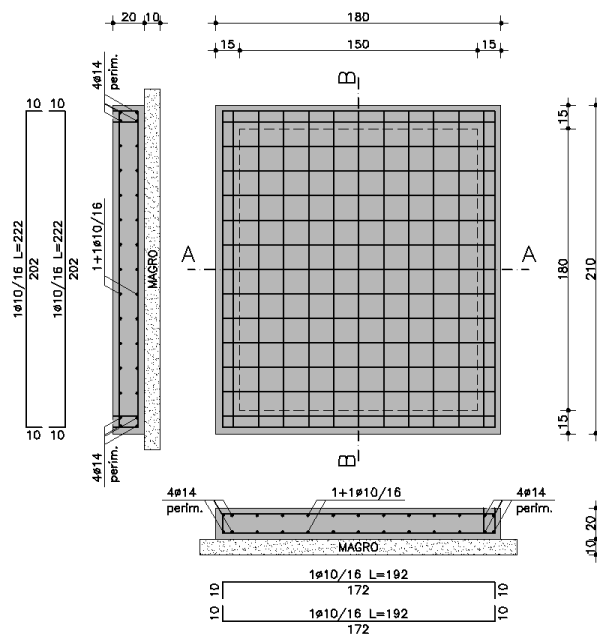


Fig. 2 - Pozzetto n. 1 - Sezione sul fondo

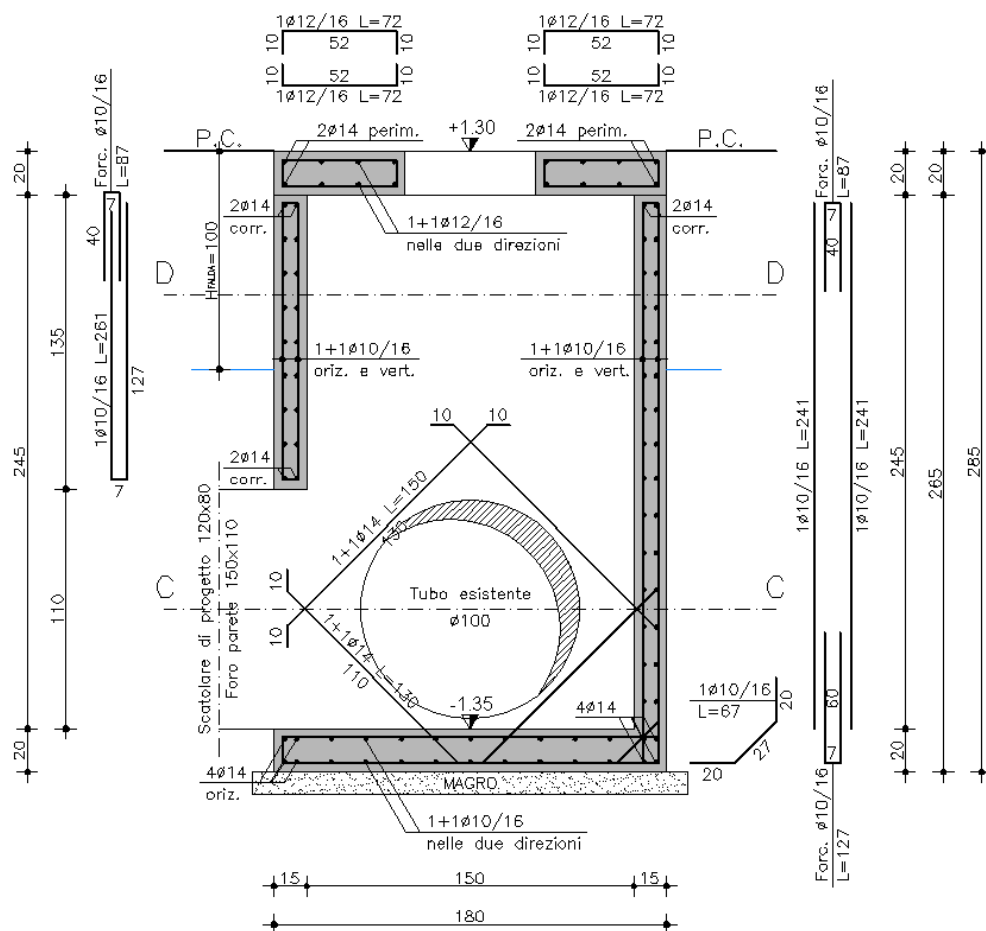


Fig. 3 - Pozzetto n. 1 - Sezione verticale A-A

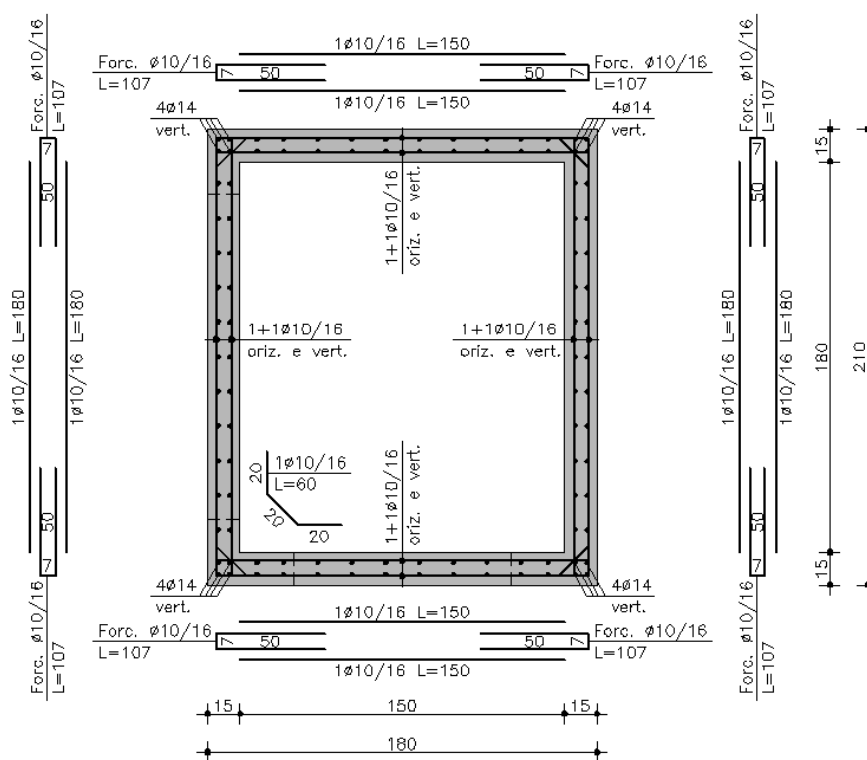


Fig. 4 - Pozzetto n. 1 - Sezione orizzontale D-D

2.1.2 POZZETTO N. 2 - Dimensioni 180 × 210 × H = 246 + 20

Nel pozzetto n. 2 la lastra di fondo, incastrata ai bordi delle pareti verticali e posta su un getto di magro, ha una dimensione in pianta pari 180 × 210 cmq e spessore di 20 cm. Per le quattro pareti verticali, due di superficie 180 × 246 cmq e due di area 210 × 246 cmq, è stato previsto uno spessore 15 cm. La lastra di copertura, semplicemente appoggiata alle pareti verticali, ha dimensioni in pianta pari a quella del fondo e spessore di 20 cm.

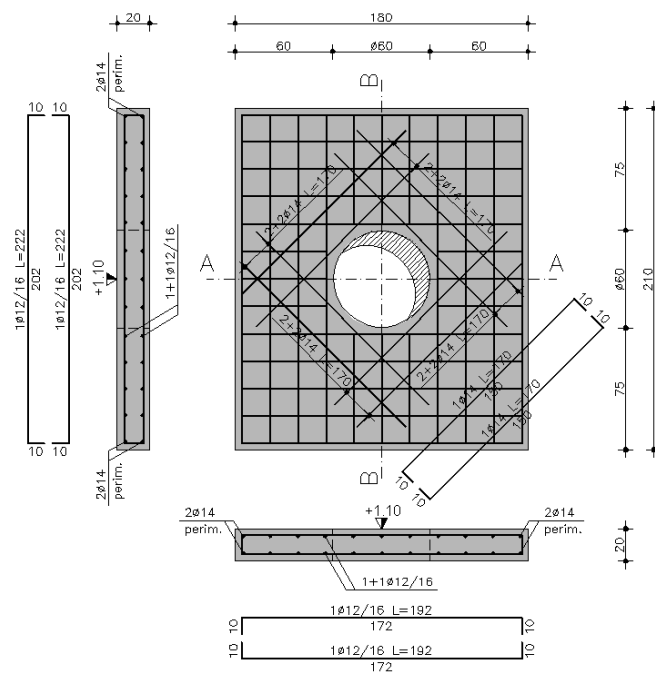


Fig. 5 - Pozzetto n. 2 - Pianta coperto appoggiato

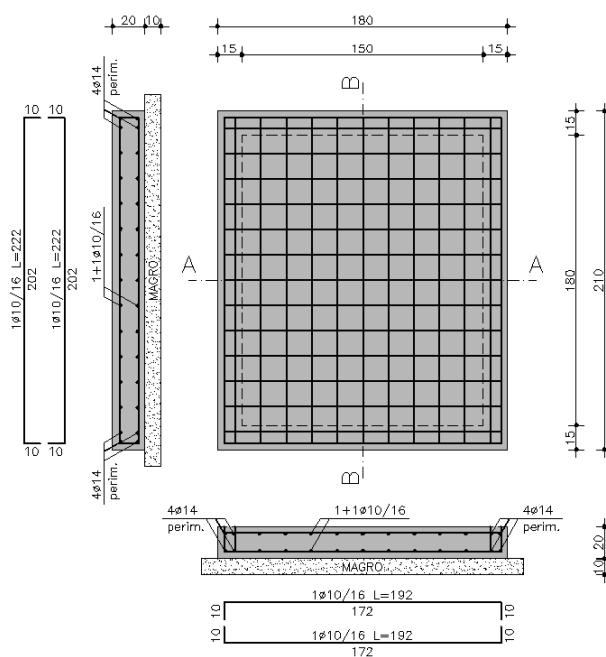


Fig. 6 - Pozzetto n. 2 - Sezione sul fondo

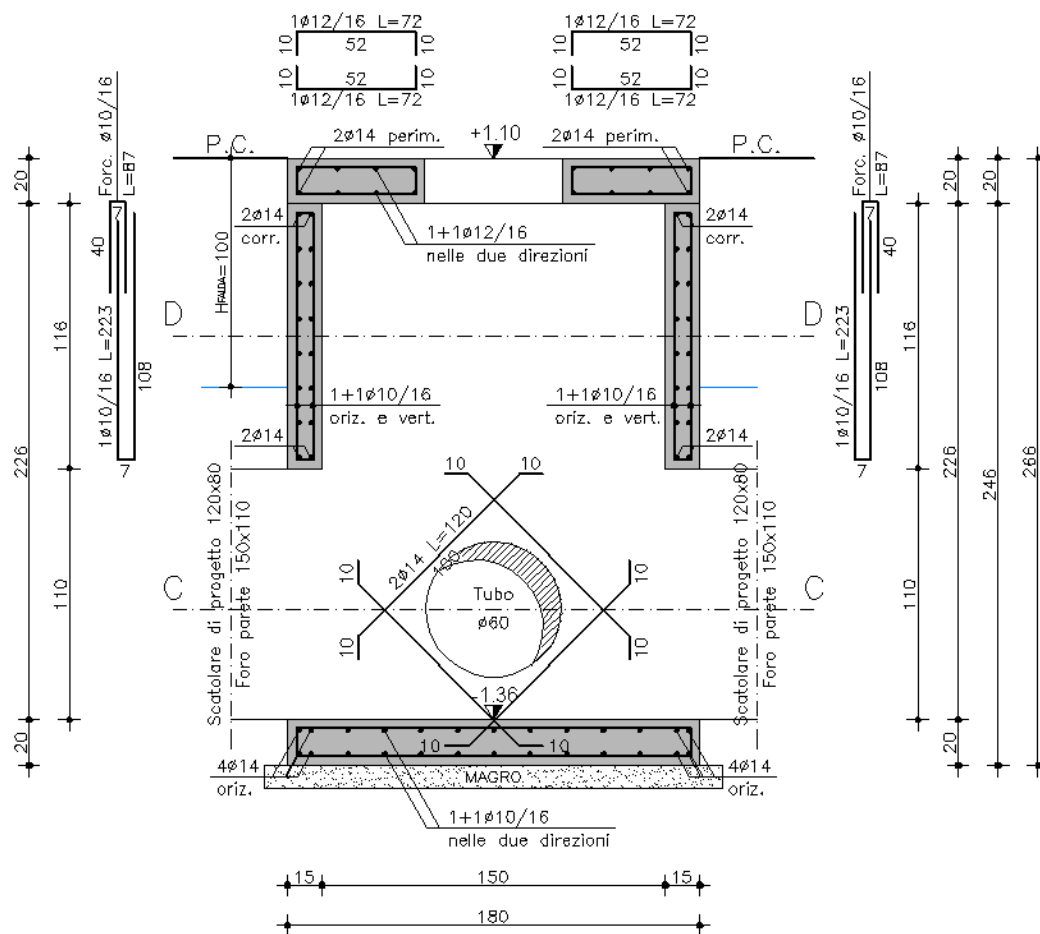


Fig. 7 - Pozzetto n. 2 - Sezione verticale A-A

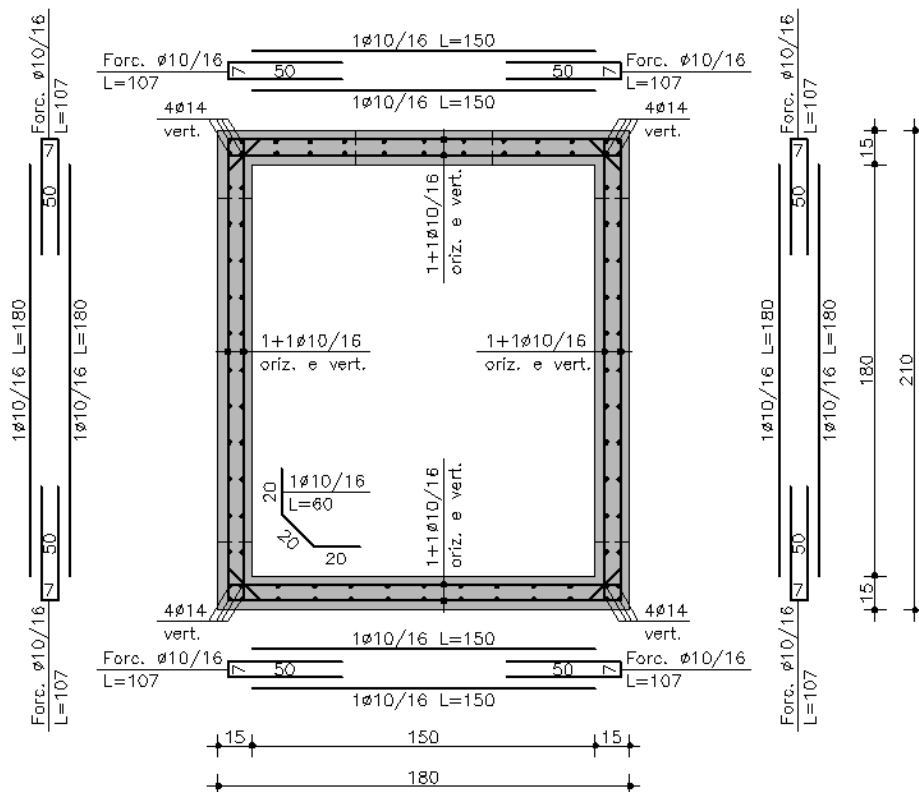


Fig. 8 - Pozzetto n. 2 - Sezione orizzontale D-D

2.1.3 POZZETTO N. 6 - Dimensioni $190 \times 220 \times H = 291 + 20$

Nel pozzetto n. 6 la lastra di fondo, incastrata ai bordi delle pareti verticali e posta su un getto di magro, ha una dimensione in pianta pari 190×220 cmq e spessore di 25 cm. Per le quattro pareti verticali, due di superficie 190×291 cmq e due di area 220×291 cmq, è stato previsto uno spessore 20 cm. La lastra di copertura, semplicemente appoggiata alle pareti verticali, ha dimensioni in pianta pari a quella del fondo e spessore di 20 cm.

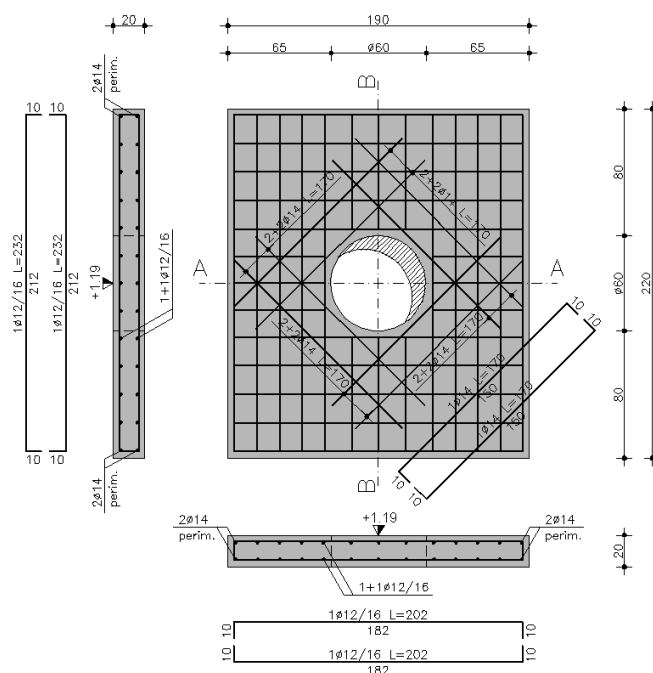


Fig. 9 - Pozzetto n. 6 - Pianta coperto appoggiato

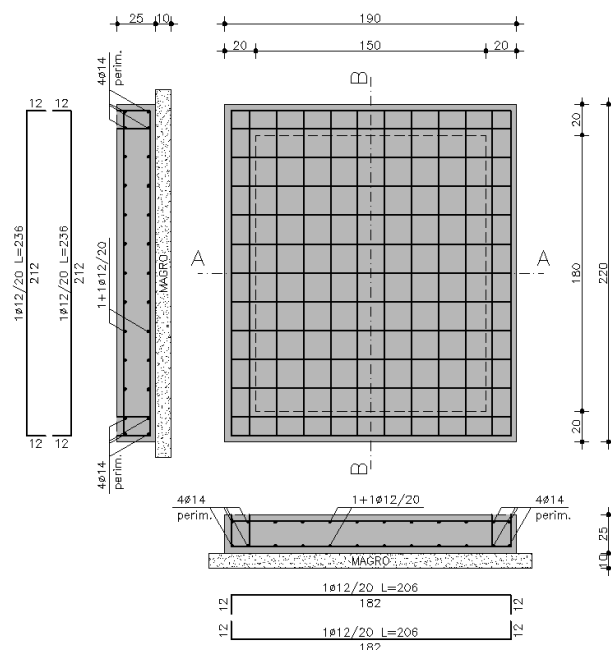


Fig. 10 - Pozzetto n. 6 - Sezione sul fondo

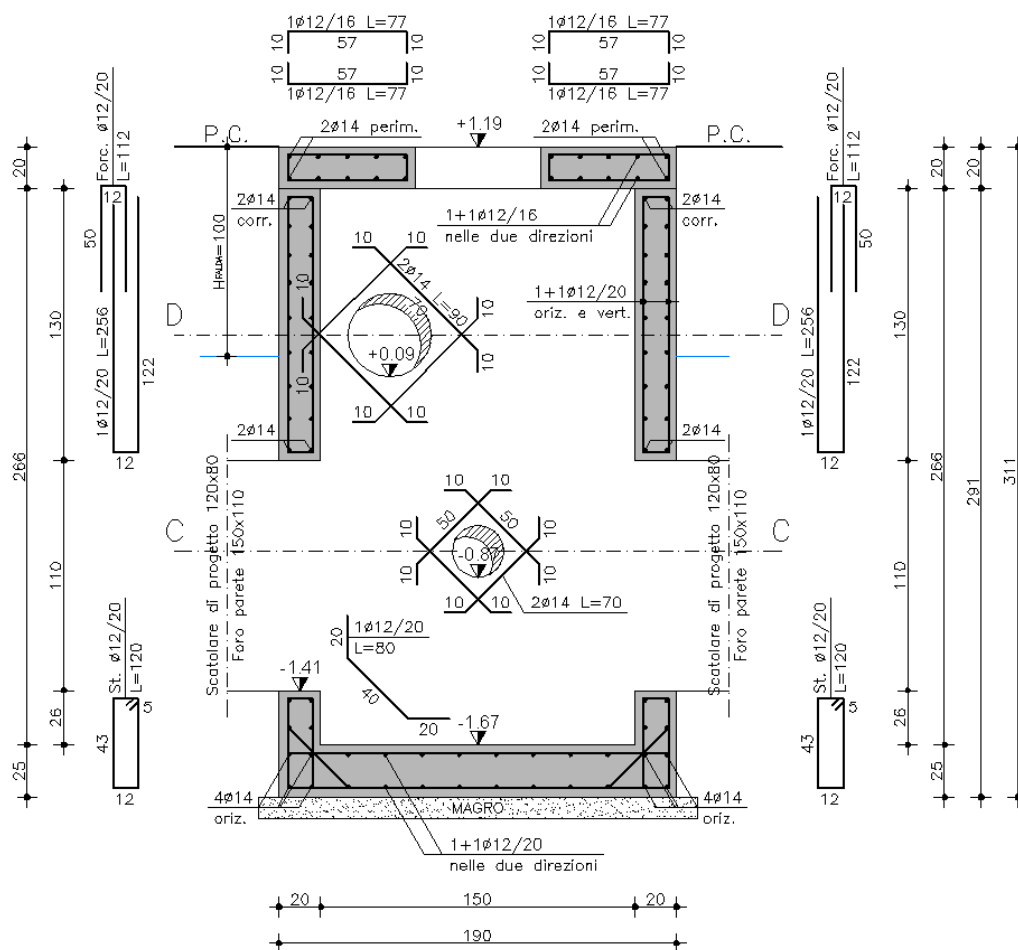


Fig. 11 - Pozzetto n. 6 - Sezione verticale A-A

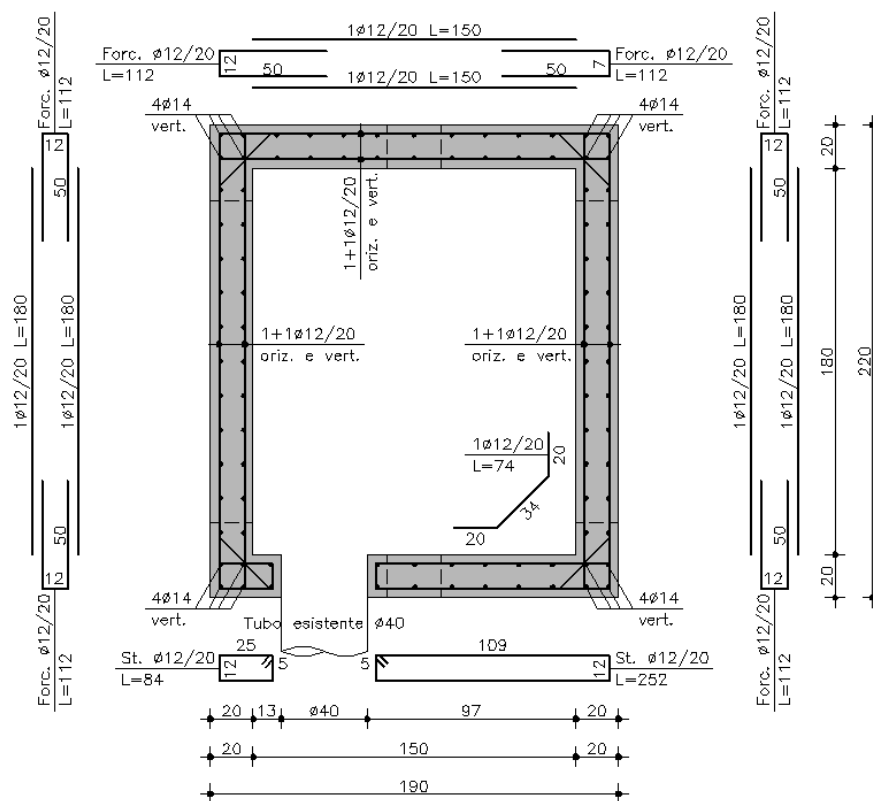


Fig. 12 - Pozzetto n. 6 - Sezione orizzontale D-D

2.1.4 POZZETTO N. 7 - Dimensioni $190 \times 220 \times H = 318 + 20$

Nel pozzetto n. 7 la lastra di fondo, incastrata ai bordi delle pareti verticali e posta su un getto di magro, ha una dimensione in pianta pari 190×220 cmq e spessore di 25 cm. Per le quattro pareti verticali, due di superficie 190×318 cmq e due di area 220×318 cmq, è stato previsto uno spessore 20 cm. La lastra di copertura, semplicemente appoggiata alle pareti verticali, ha dimensioni in pianta pari a quella del fondo e spessore di 20 cm.

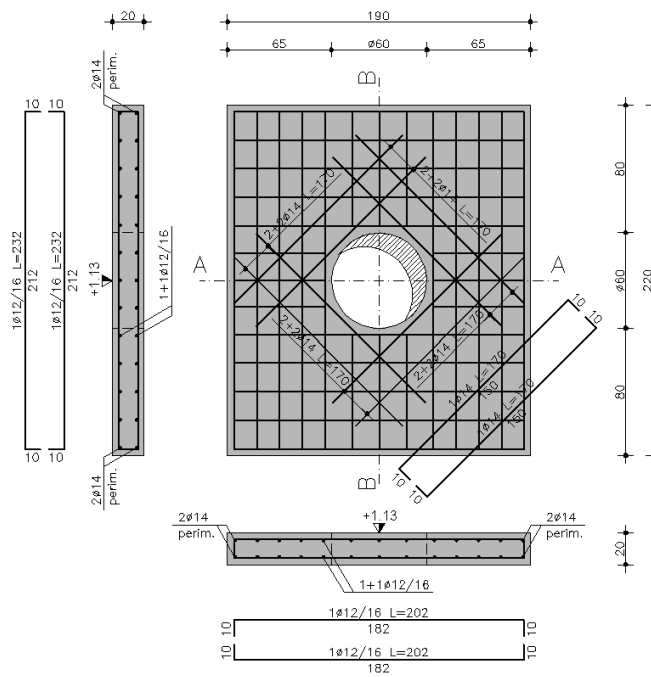


Fig. 13 - Pozzetto n. 7 - Pianta coperto appoggiato

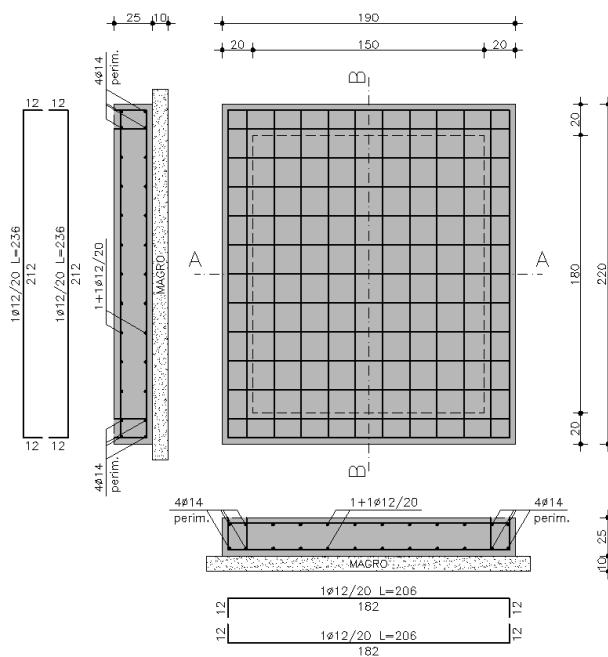


Fig. 14 - Pozzetto n. 7 - Sezione sul fondo

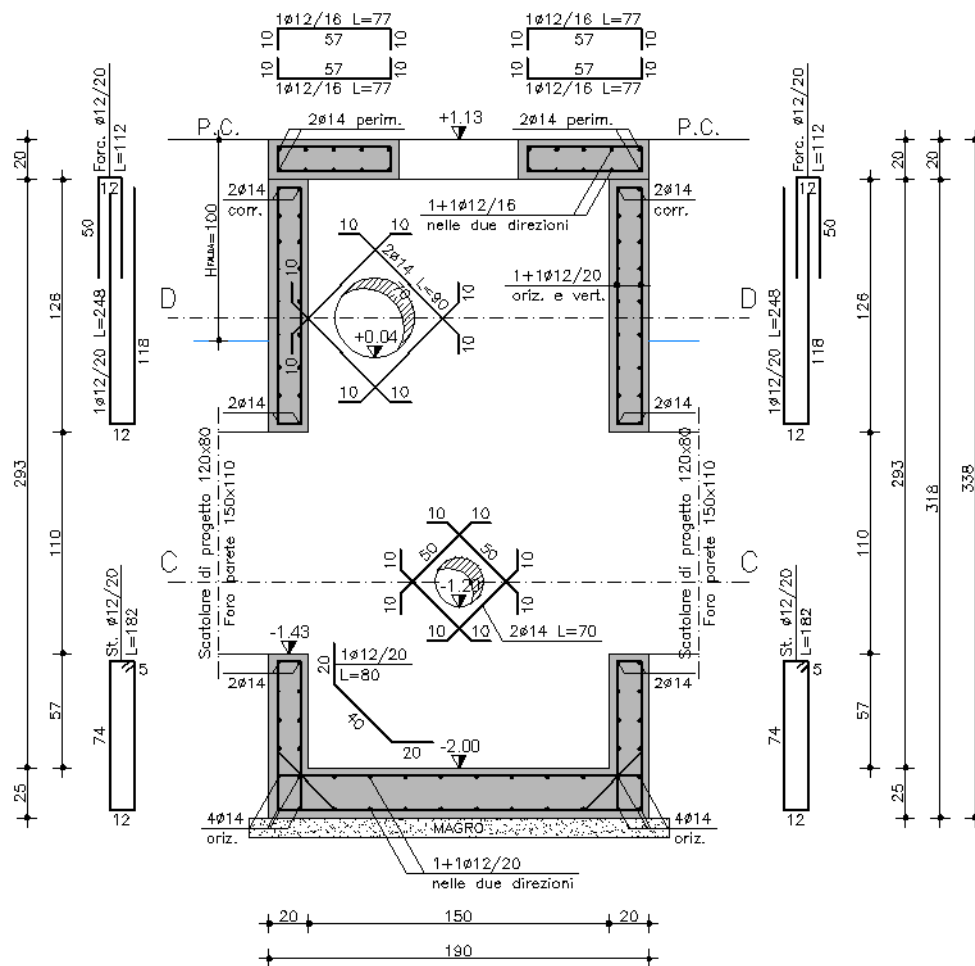


Fig. 15 - Pozzetto n. 7 - Sezione verticale A-A

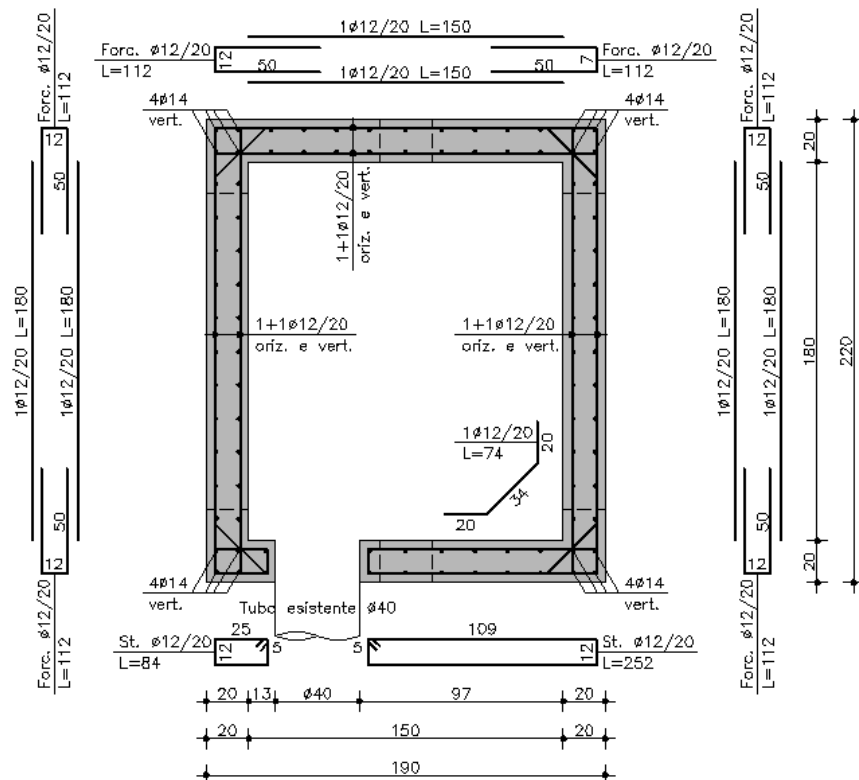


Fig. 16 - Pozzetto n. 7 - Sezione orizzontale D-D

2.1.5 POZZETTO E - Dimensioni $330 \times 380 \times H = 276 + 25$

Nel pozzetto E la lastra di fondo, incastrata ai bordi delle pareti verticali e posta su un getto di magro, ha una dimensione in pianta pari 330×380 cmq e spessore di 40 cm. Per le quattro pareti verticali, due di superficie 330×276 cmq e due di area 380×276 cmq, è stato previsto uno spessore 25 cm. La lastra di copertura, semplicemente appoggiata alle pareti verticali, ha dimensioni in pianta pari a quella del fondo e spessore di 25 cm.

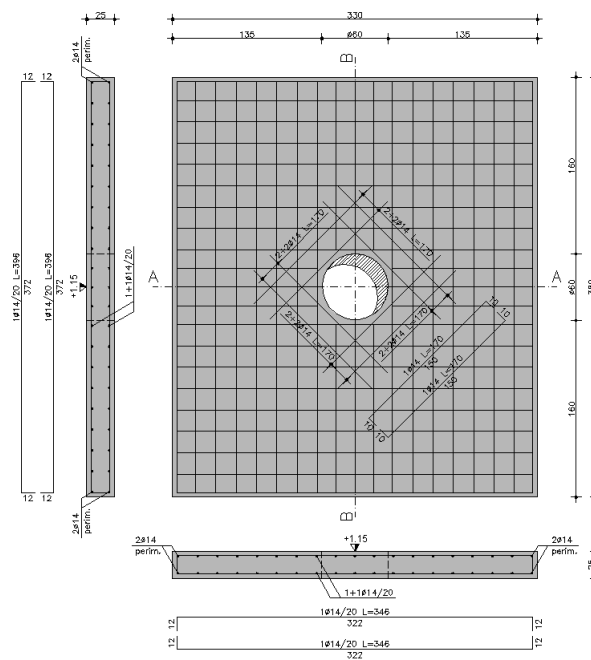


Fig. 17 - Pozzetto E - Pianta coperto appoggiato

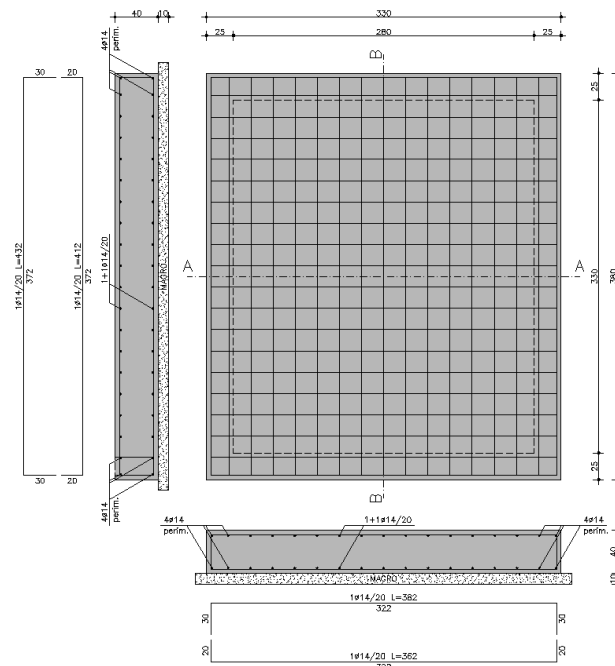


Fig. 18 - Pozzetto E - Sezione sul fondo

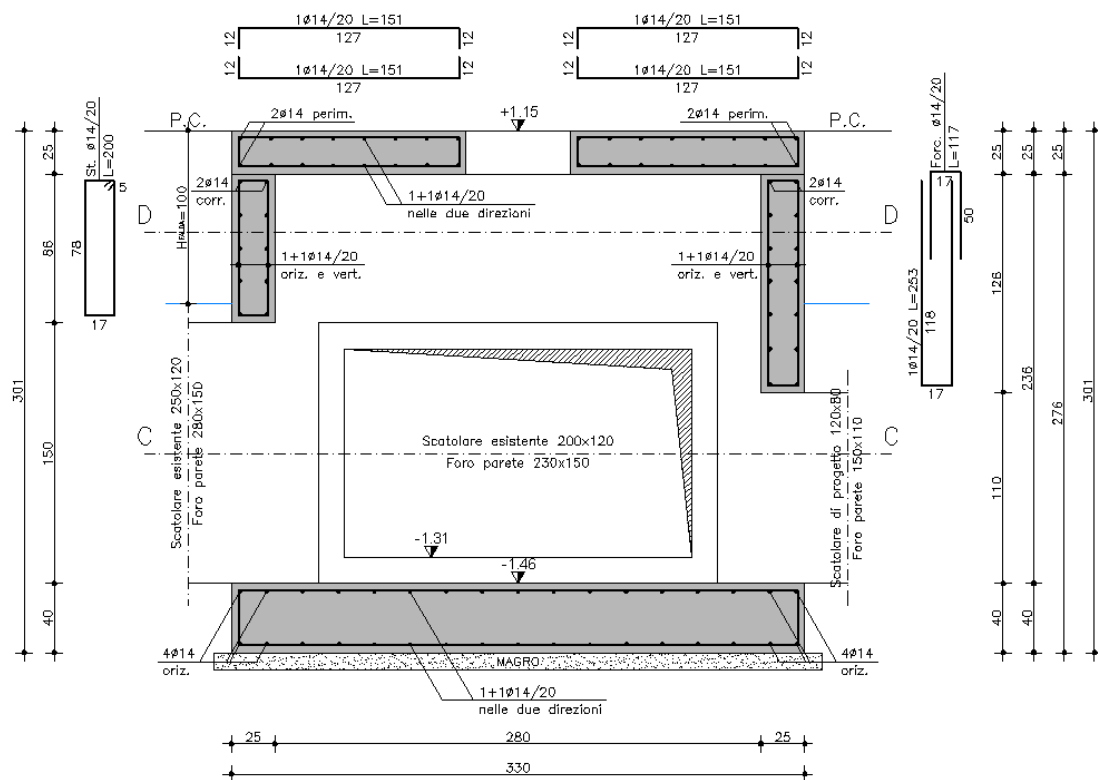


Fig. 19 - Pozzetto E - Sezione verticale A-A

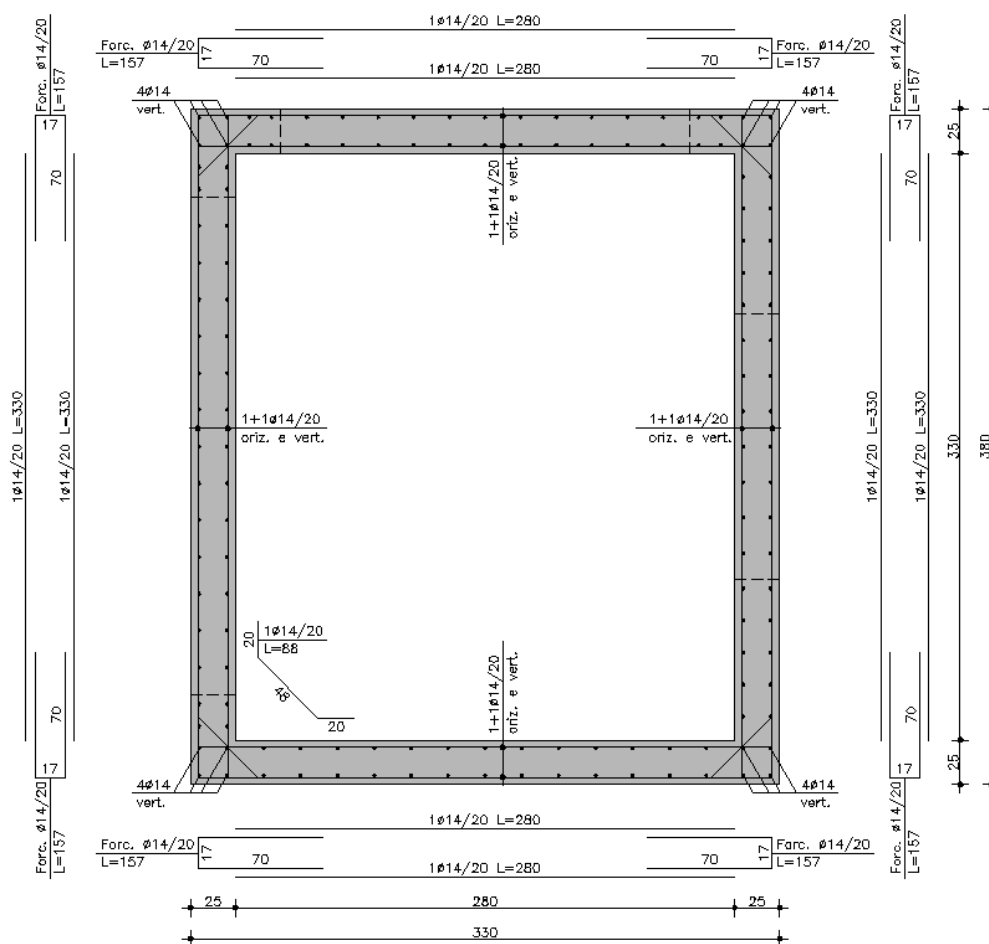


Fig. 20 - Pozzetto E- Sezione orizzontale D-D

2.2 ASPETTI GEOTECNICI - Punto B.2.2. a)

In base a indagini eseguite in prossimità delle zone interessate dal presente intervento, il terreno risulta contraddistinto da un sottosuolo con caratteristiche litologiche e geotecniche planimetricamente uniformi di tipo sabbioso, con argille limo - sabbiose.

Si assumono quindi quali parametri geotecnici utilizzati per i calcoli riportati nella seguente relazione i valori di resistenza a taglio in condizioni drenate di seguito riportati:

γ = peso specifico terreno saturo = 19.00 KN/mc

ϕ = angolo d'attrito del terreno = 30°

c' = coesione del terreno in condizioni drenate = 0 Kpa

Inoltre è stata considerata la presenza di acqua nel terreno, computando quindi le spinte prodotte da un battente di falda agente alla profondità media di -1.00 m dal piano del piazzale finito.

2.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI - Punto B.2.2. e)

Di seguito vengono indicate i requisiti di resistenza meccanica e di durabilità dei materiali impiegati per il confezionamento delle strutture, da realizzarsi nell'ambito del presente progetto. Per il confezionamento della fondazione sono stati previsti i seguenti materiali:

- *Conglomerato cementizio* confezionato con cemento di classe 42.5 avente:

- Classe di esposizione	XC2
- Classe minima di consistenza	S4 - Fluida
- Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$
- Copriferro minimo	4.0 cm
- Max dimensione d'inerte	2.0 cm

- *Acciaio per armature*: Acciaio B450C, in barre ad aderenza migliorata avente:

- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

2.4 RIFERIMENTI NORMATIVI - Punto B.2.2. c)

Il dimensionamento di seguito illustrato è stato redatto facendo riferimento alla Normativa vigente in materia di opere in c.c.a. e segnatamente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008;
- Istruzioni per l'applicazione delle N.T.C. - Circolare n. 617 del 02.02.2009.

2.5 DEFINIZIONE AZIONE SISMICA - Punto B.2.2. d)

Nel presente paragrafo si definiscono i parametri di progetto che concorrono alla determinazione dell'azione sismica (vita nominale V_N , classe d'uso, periodo di riferimento V_R , categoria del sottosuolo, categoria topografica T_i , amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate

geografiche del sito).

2.5.1 PARAMETRI SISMICI

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Questa è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito, si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “periodo di riferimento” V_R e la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” P_{Vr} .

Il periodo di riferimento V_R è dato dal prodotto della vita nominale V_N (intesa come numero di anni nel quale la costruzione, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per gli scopi rispetto ai quali è destinata) per il coefficiente d’uso C_U della costruzione, che è una sorta di coefficiente di importanza della precedente normativa.

La vita nominale V_N e il coefficiente d’uso C_U sono definiti nelle NTC 2008 da apposite tabelle, che mettono in relazione questi parametri al tipo di costruzione e alla destinazione d’uso. Nel caso in esame si adottano:

- **$V_N = 50$ anni** Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- **$C_U = 1.0$** **Classe II:** costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

I valori di P_{Vr} sono forniti dalle NTC 2008 in funzione dei quattro stati limite da considerare per le verifiche: essi sono pari rispettivamente a 81% e 63 % per gli stati limite di esercizio SLO e SLD e 10% e 5% per gli stati limite ultimi SLV e SLC.

Fissati la vita di riferimento V_R della costruzione e la probabilità di superamento P_{vr} , associata a ciascuno degli stati limite considerati, il valore di T_R è espresso mediante:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{vr})} \quad \text{con:} \quad \begin{array}{ll} 30 \text{ anni} < T_R < 2475 \text{ anni} \\ \text{se } T_R \leq 30 \text{ anni} & T_R = 30 \text{ anni} \\ \text{se } T_R \geq 2475 \text{ anni} & T_R = 2475 \text{ anni} \end{array}$$

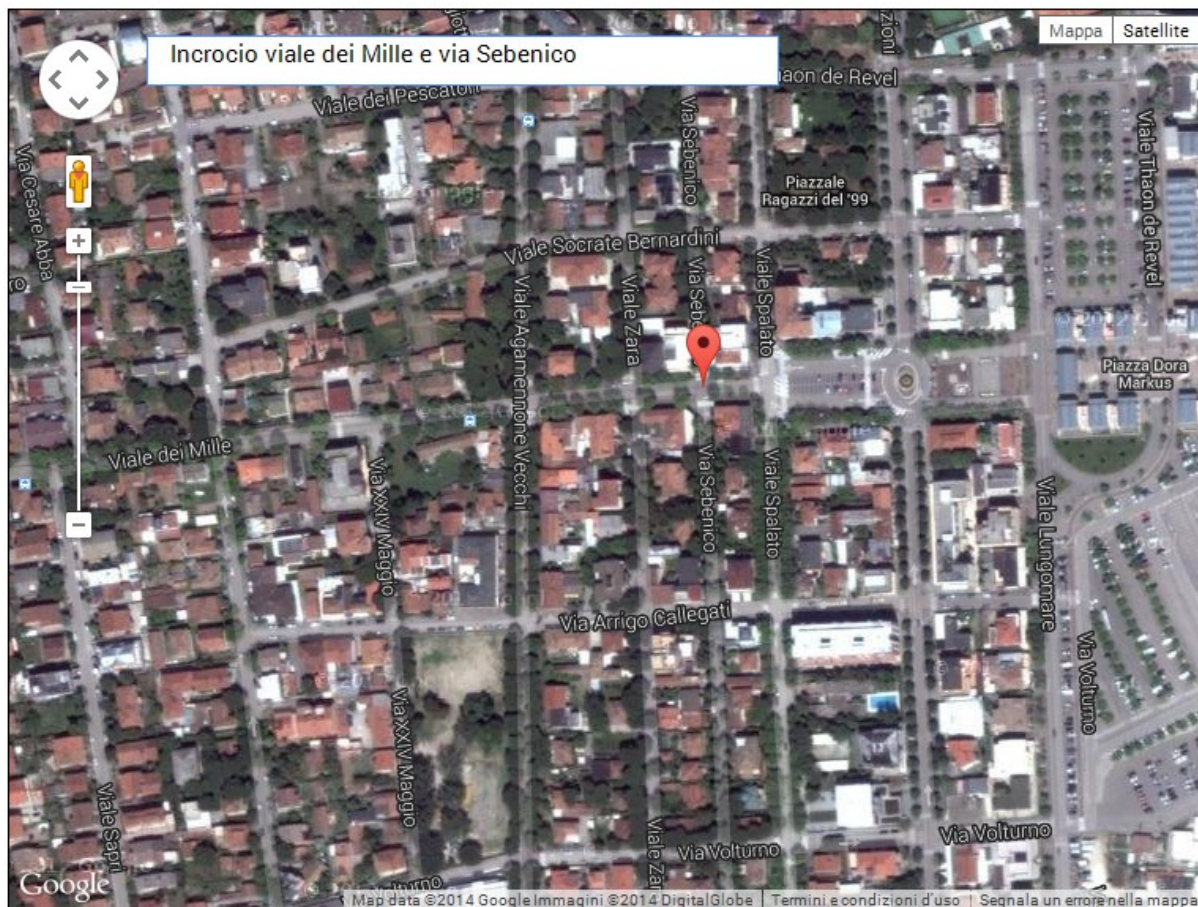
Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata P_{vr} , si ritengono individuate quando se ne conosca:

- l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g (accelerazione orizzontale di picco attesa su un sito rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti);
- il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ funzione dei parametri a_g , F_o (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

I valori di a_g , F_o e T_c^* sono riportati delle NTC 2008 in funzione del periodo di ritorno T_R e delle coordinate geografiche del sito:

Determinazione parametri sismici del DM 14.01.08

Da questa pagina puoi individuare con precisione le coordinate dove si dovrà collocare la tua struttura. Una volta che le avrai individuate con precisione grazie alla cartografia e la vista satellitare offerta da Google Maps, puoi copiarle e incollarle direttamente in Sismicad per la determinazione dei parametri sismici dettati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM del 14.01.08).



Queste sono le coordinate del punto individuato sulla mappa:

(44.487903, 12.280709, 1.735518) WGS84

[Copia negli appunti](#)

Fig. 21 - Determinazione delle coordinate geografiche WGS

Località

Descrizione

Incrocio viale dei Mille e via Sebenico

☒ Individuazione mediante coordinate geodetiche (European Datum 1950)

Latitudine (deg)

44.488834

Longitudine (deg)

12.281680

[Vai sul web per individuare il punto sulla mappa...](#)

[Incolla da web](#)

☐ Individuazione mediante località ISTAT

Altitudine s.l.m. (m)

1.74

OK

Annulla

Fig. 22 - Determinazione delle coordinate geografiche ED

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri Statica non lineare (pushover)

Tipo di costruzione 2

Vn Default (50)

Classe d'uso II

Località: Incrocio viale dei Mille e via Sebenico
 Latitudine ED50 44.4888° (44° 29' 20")
 Longitudine ED50 12.2817° (12° 16' 54")
 Altitudine s.l.m. 1,74 m

Dettagli...

Zona sismica Zona 3

Vr 50.0

Stato limite	Pvr(%)	T _r (anni)	A _g /g	F _o	T _c *(sec)
SLD	Default (81)	30	0.0403	2.523	0.26
SLD	Default (63)	50	0.0509	2.492	0.279
SLV	Default (10)	475	0.137	2.586	0.28
SLC	Default (5)	975	0.1819	2.547	0.282

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

Fig. 23 - Parametri sismici del sito di riferimento

2.5.2 PARAMETRI DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Non avendo a disposizione una relazione geotecnica - geologica specifica del sito, per determinare lo spettro elastico è stata scelta una categoria di sottosuolo tipo D ($V_{s30} < 180$ m/s), categoria del terreno tipica in questa zona, e sono stati considerati i seguenti parametri del suolo di fondazione:

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri Statica non lineare (pushover)

Categoria del suolo D - terreni sciolti o inconsistenti

SLO

Ss orizzontale SLO Default (1.80)

Tb orizzontale SLO s Default (0.212)

Tc orizzontale SLO s Default (0.637)

Td orizzontale SLO s Default (1.761)

SLD

Ss orizzontale SLD Default (1.80)

Tb orizzontale SLD s Default (0.220)

Tc orizzontale SLD s Default (0.660)

Td orizzontale SLD s Default (1.804)

SLV

Ss orizzontale SLV Default (1.80)

Tb orizzontale SLV s Default (0.220)

Tc orizzontale SLV s Default (0.661)

Td orizzontale SLV s Default (2.148)

SLC

Ss orizzontale SLC Default (1.71)

Tb orizzontale SLC s Default (0.221)

Tc orizzontale SLC s Default (0.664)

Td orizzontale SLC s Default (2.328)

Verticale

Ss verticale Default (1.00)

Tb verticale s Default (0.050)

Tc verticale s Default (0.150)

Td verticale s Default (1.000)

Categoria topografica T1

St Default (1.00)

OK Annulla

Fig. 24 - Parametri del suolo di fondazione

2.5.3 SPETTRI DI RISPOSTA

	$S_e (T_B)$	$S_e (T_C)$	$S_e (T_D)$		$S_d (T_B)$	$S_d (T_C)$	$S_d (T_D)$
	(g)	(g)	(g)		(g)	(g)	(g)
SLO	0,0725	0,1830	0,0662	SLO	(-)	(-)	(-)
SLD	0,0916	0,2283	0,0836	SLD	(-)	(-)	(-)
SLV	0,2466	0,6377	0,1964	SLV	0,2466	0,6377	0,1964
SLC	0,3101	0,7899	0,2253	SLC	0,3101	0,7899	0,2253

Tab. 1 - Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

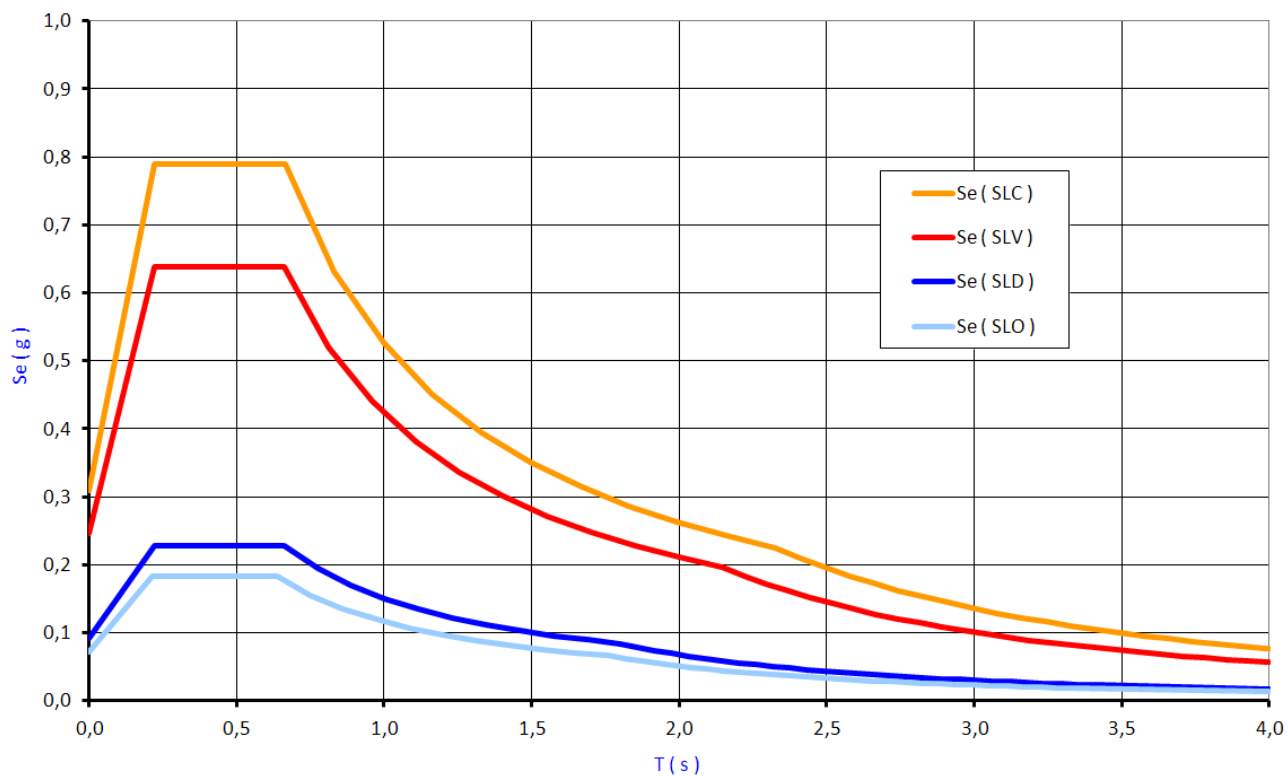


Fig. 25 - Spettri di risposta elastici in accelerazione per i diversi stati limite

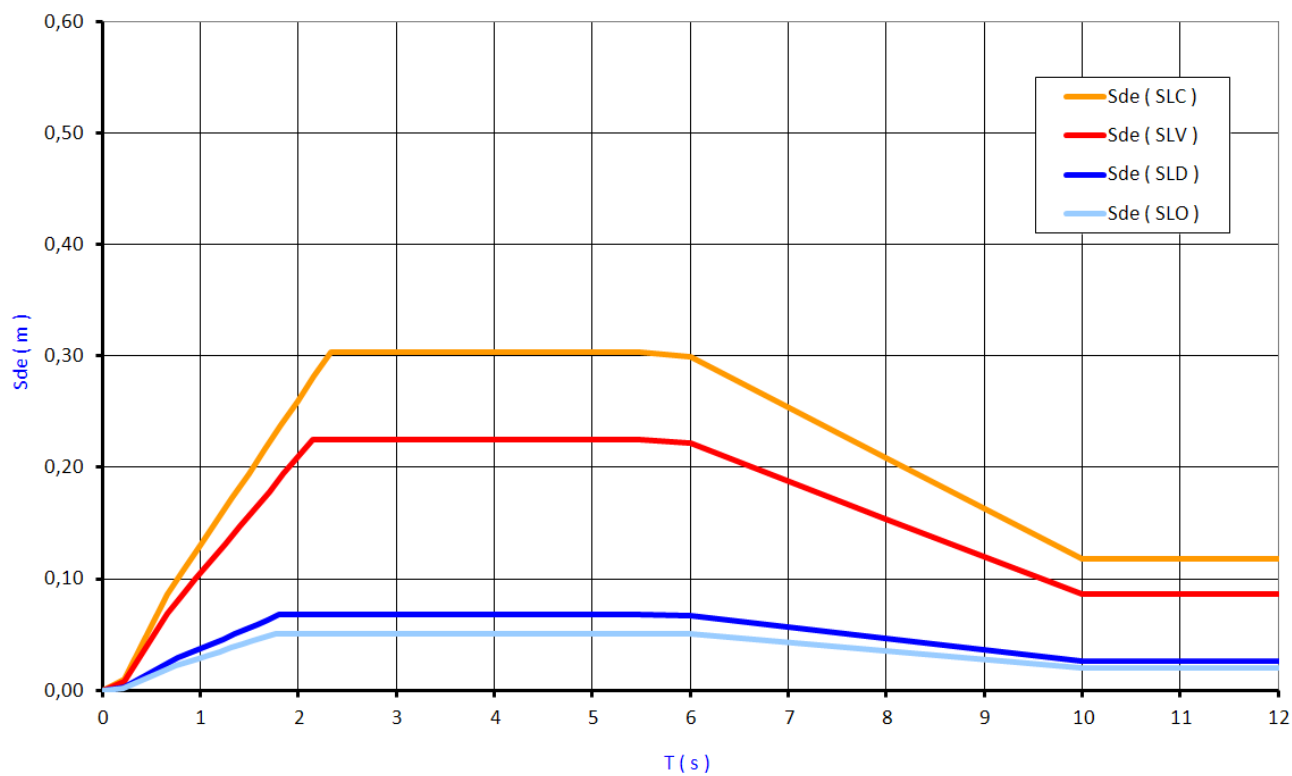


Fig. 26 - Spettri di risposta elastici in spostamento per i diversi stati limite

L'incremento sismico è incluso direttamente nella spinta del terreno (Vedi Capitolo "Azioni agenti sulla struttura").

2.6 AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA - Punto B.2.2. d)

Nell'ambito del dimensionamento e della verifica dei pozzetti realizzati in opera in c.c.a. sono state adottate le seguenti condizioni di carico elementari:

- carichi permanenti strutturali, dovuti al peso proprio dei materiali delle strutture portanti G_1 : i pesi propri degli elementi strutturali e i carichi permanenti agenti sulla struttura sono stati calcolati considerando il loro peso nominale per unità di volume, facendo riferimento a quanto indicato al cap. 3 delle NTC 2008. In particolare si ha, considerando anche le forometrie:

$$P1 \quad P_{Tot} = 94.81 \text{ KN}$$

$$P2 \quad P_{Tot} = 85.39 \text{ KN}$$

$$P6 \quad P_{Tot} = 127.82 \text{ KN}$$

$$P7 \quad P_{Tot} = 137.82 \text{ KN}$$

$$PE \quad P_{Tot} = 340.35 \text{ KN}$$

Inoltre, come indicato al paragrafo 6.2.3.1.1 delle NTC 2008, l'azione del terreno e dell'acqua è da considerare come un carico permanente strutturale. Per includere gli effetti sismici, si adotta come coefficiente di spinta λ_a quello del terreno a riposo:

$$\lambda_a = 0.5 \text{ (-)}$$

- carichi permanenti non strutturali G_2 : (non presenti)

- carichi variabili dovuti alla destinazione d'uso delle opere strutturali Q_{ki} : nel caso in esame si considera agente a tergo delle pareti e alla quota del piazzale un sovraccarico accidentale automezzi, stimato con un carico distribuito equivalente pari a:

$$q_k = 2000 \text{ daN/mq}$$

la quale produce una spinta sulle pareti dei pozzetti pari a:

$$P_k = 2000 \times 0.5 = 1000 \text{ daN/mq}$$

2.7 COMBINAZIONI DI CARICO - Punto B.2.2. g) e i)

Le azioni precedenti sono state combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto nelle NTC 2008 al paragrafo 2.5.3. Ai fini delle verifiche si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

$$\text{SLU:} \quad \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2}$$

$$\text{SLE Rara:} \quad G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2}$$

$$\text{SLE Frequente:} \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2}$$

$$\text{SLE Quasi permanente:} \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2}$$

$$\text{SLV:} \quad E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2}$$

Nelle formule sopra indicate il simbolo + vuol dire combinato con; i valori dei coefficienti di sicurezza, γ_{Gi} e γ_{Qi} , e dei coefficienti di combinazione, ψ_{0i} , ψ_{1i} e ψ_{2i} , sono dati in forma tabellare dalle NTC 2008.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 2 - Tabella 6.2.1 delle NTC 2008 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Le verifiche sono state condotte impiegando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, valutando sia la combinazione delle azioni relativa all'analisi statica (SLU + SLE) e sia la combinazione delle azioni relativa all'analisi sismica (SLV + SLD).

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse

combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 3 - Tabella 6.2.II delle NTC 2008 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 4 - Tabella 6.5.I delle NTC 2008 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche di muri di sostegno

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nel caso in esame, le verifiche agli SLU sono condotte utilizzando l'Approccio 1: il primo gruppo di coefficienti A1-M1-R1 si utilizzerà per le verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR) e il secondo gruppo A2-M2-R2 si impiegherà per le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO).

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azione sismica (SLV) sono state effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (γ_G e γ_Q) e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

Infine sono state eseguite anche le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici, in

particolare nel caso di stato limite di sollevamento, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.III:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tab. 5 - Tabella 6.2.III delle NTC 2008

Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

2.8 VERIFICHE STRUTTURALI DEL POZZETTO - Punto B.2.2. J)

Si riportano i dettagli delle verifiche del pozzetto E, che presenta le sollecitazioni più gravose.

2.8.1 VERIFICA COPERTO

Si verifica una lastra in c.c.a. dello spessore minimo di 25 cm e area $A = 330 \times 380$ cmq, semplicemente appoggiata alle pareti verticali del pozzetto:

- Analisi dei carichi:

Sovraccarico accidentale: $Q_k = 20.00$ KN/mq

Peso del terreno sovrastante: $P_v = 0$ KN/mq

Peso proprio della lastra: $P_p = 0.25 \times 1.00 \times 1.00 \times 25.00 = 6.25$ KN/mq

Carico totale: $Q_c = 26.25$ KN/mq

- luci di calcolo:

$L_a = 330 - 25 = 305$ cm

$L_b = 380 - 25 = 355$ cm

- considerando lo schema di lastra appoggiata ai bordi delle pareti verticali si ha come rapporto tra i lati:

$$L_b / L_a = 1.16 < 2$$

- coefficienti di lastra:

$$\alpha_x = 18.13$$

$$\alpha_y = 22.30$$

- adottando una pressione $Q_{tot} = Q_c$ equivalente a quella massima calcolata si ottiene:

$$m_i = \frac{Q_{Tot} \cdot L_a^2}{\alpha_i}$$

- momenti in mezzzeria:

$$m_{ox} = 13.47 \text{ KNm/ml}$$

$$m_{oy} = 10.95 \text{ KNm/ml}$$

Si adottano quindi 1+1 ϕ 14/20"

$$A_f = A_{f'} = 7.70 \text{ cmq/ml}$$

posto: B = 100 cm H = 25 cm c = 4 cm d = 21 cm si ottiene:

$$\sigma_c = 26 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1718 \text{ daN/cm}^2$$

Le elaborazioni numeriche, che prevedono anche la presenza di forature nella lastra di copertura e le combinazioni di carico con l'impronta della ruota di un automezzo, confermano i risultati ottenuti in sede di dimensionamento: le dimensioni geometriche della soletta del coperto e le armature adottate soddisfano tutte le verifiche eseguite.

2.8.2 VERIFICA PARETI

Il pozzetto viene considerato, in fase di verifica, completamente vuoto, poiché la pressione del liquido contenuto porterebbe un beneficio, trascurando la condizione statica più sfavorevole.

Spinta indotta dal sovraccarico accidentale superficiale:

$$Q_k = 2000 \text{ daN/m}^2$$

$$P_k = Q_k \times \lambda_a = 1000 \text{ daN/m}^2$$

Spinta prodotta dall'acqua di falda:

$$H_w = H_{Tot} - 100 - 40 = 161 \text{ cm}$$

$$P_w = \gamma_w \times H_w = 1610 \text{ daN/mq}$$

Spinta del terreno sulle pareti a quota fondo:

$$P_1 = \gamma_t \times H_1 \times \lambda_a = 950 \text{ daN/mq}$$

$$P_2 = \gamma_t' \times H_2 \times \lambda_a = 725 \text{ daN/mq}$$

$$P_v = P_1 + P_2 = 1675 \text{ daN/mq}$$

Spinta massima sul fondo interno delle pareti:

$$\gamma_L = 1200 \text{ daN/mc}$$

$$P_L = \gamma_L \times H_L = 2832 \text{ daN/mq}$$

Spinta massima sul fondo esterno delle pareti:

$$P_{tot} = P_k + P_w + P_v = 4285 \text{ daN/mq} > P_L$$

Dalle verifiche svolte risulta che la pressione esterna è superiore a quella interna, per cui la verifica viene condotta cautelativamente considerando l'ipotesi più gravosa di pozzetto interrato, completamente vuoto.

Si verifica quindi la parete come lastra incastrata ai bordi e appoggiata in sommità alla trave in spessore di parete, avente spessore di 25 cm e area $A = 380 \times 236 \text{ cmq}$.

- luci di calcolo:

$$L_a = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$L_b = 236 + 20 = 256 \text{ cm}$$

- rapporto tra i lati:

$$L_a / L_b = 1.39 < 2$$

- coefficienti di lastra:

$$\alpha_x = 37.00 \qquad \alpha_{xi} = 13.45$$

$$\alpha_y = 25.30 \qquad \alpha_{yi} = 11.34$$

- adottando una pressione $Q_{tot} = P_{Tot}$ equivalente a quella massima calcolata si ottiene:

$$m_i = \frac{Q_{Tot} \cdot L_b^2}{\alpha_i}$$

- momenti in mezzeria:

$$m_{ox} = 759 \text{ daNm/ml}$$

$$m_{oy} = 1110 \text{ daNm/ml}$$

- momenti all'incastro:

$$m_{xi} = 2088 \text{ daNm/ml}$$

$$m_{yi} = 2476 \text{ daNm/ml}$$

Si adottano quindi 1+1 ϕ 14/20"

$$A_f = A_{f'} = 7.70 \text{ cmq/ml}$$

posto: B = 100 cm H = 25 cm c = 4 cm d = 21 cm si ottiene:

$$\sigma_c = 42 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1702 \text{ daN/cm}^2$$

Le elaborazioni numeriche, che prevedono la presenza di forature nelle pareti e combinazioni di carico sia agli SLE sia agli SLU, confermano i risultati ottenuti in sede di dimensionamento: le dimensioni geometriche delle pareti e le armature adottate soddisfano tutte le verifiche eseguite.

2.8.3 VERIFICA FONDO VASCA

La soletta di fondo viene schematizzata, a causa delle grandi aperture, come lastra incastrata su due lati e appoggiata nei due rimanenti e avente spessore di 40 cm e area $A = 330 \times 380 \text{ cm}^2$. A favore di sicurezza si trascura il beneficio trasmesso dal liquido contenuto.

- Peso proprio del pozzetto vuoto:

$$P_{Tot,k} = 34035 \text{ daN}$$

$$Q_F = P_{Tot,k} / A = 2714 \text{ daN/m}^2$$

- Carico trasmesso dal terreno:

$$Q_y = 0 \text{ daN/m}^2$$

- Carico trasmesso dal sovraccarico accidentale:

$$Q_k = 2000 \text{ daN/mq}$$

- luci di calcolo:

$$L_a = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$$

$$L_b = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

- considerando lo schema di lastra appoggiata ai bordi delle pareti verticali si ha come rapporto tra i lati:

$$L_b / L_a = 1.16 < 2$$

- coefficienti di lastra:

$$\alpha_x = 32.95 \qquad \alpha_{xi} = 13.90$$

$$\alpha_y = 35.70 \qquad \alpha_{yi} = 14.43$$

- adottando una pressione sul fondo $Q_{tot} = 2714 + 2000 = 4714 \text{ daN/mq}$ equivalente a quella massima calcolata si ottiene:

$$m_i = \frac{Q_{Tot} \cdot L_a^2}{\alpha_i}$$

- momenti in mezzeria:

$$m_{ox} = 1331 \text{ daNm/ml}$$

$$m_{oy} = 1228 \text{ daNm/ml}$$

- momenti all'incastro:

$$m_{xi} = 3155 \text{ daNm/ml}$$

$$m_{yi} = 3039 \text{ daNm/ml}$$

Si adottano quindi 1+1 ϕ 14/20"

$$A_f = A_{f'} = 7.70 \text{ cmq/ml}$$

posto: B = 100 cm H = 40 cm c = 4 cm d = 36 cm si ottiene:

$$\sigma_c = 22 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1231 \text{ daN/cm}^2$$

Le elaborazioni numeriche, che prevedono combinazioni di carico sia agli SLE sia agli SLU, confermano i risultati ottenuti in sede di dimensionamento: le dimensioni geometriche della soletta di fondo e le armature adottate soddisfano tutte le verifiche eseguite.

2.9 VERIFICHE GEOTECNICHE - Punto B.2.2. I)

Si riportano i dettagli delle verifiche del pozzetto E, che presenta le sollecitazioni più gravose.

2.9.1 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

Determinazione del peso proprio del pozzetto vuoto:

- Coperto: $s = 25 \text{ cm}$ $A = 330 \times 380 \text{ cmq}$

$$P_1 = 3.30 \times 3.80 \times 0.25 \times 25.00 = 78.38 \text{ kN}$$

- Pareti: $s = 25 \text{ cm}$ $H = 236 \text{ cm}$

$$P_2 = 3.30 \times 0.25 \times 2.36 \times 25.00 \times 2 = 97.35 \text{ kN}$$

$$P_3 = 3.30 \times 0.25 \times 2.36 \times 25.00 \times 2 = 97.35 \text{ kN}$$

- Fondo: $s = 40 \text{ cm}$ $A = 330 \times 380 \text{ cmq}$

$$P_4 = 3.30 \times 3.80 \times 0.40 \times 25.00 = 125.41 \text{ kN}$$

- Forometrie: per il coperto si assume che il peso del chiusino in ghisa sia circa uguale al peso del calcestruzzo mancante. Nelle pareti si ha:

$$F_1 = 1 \times 2.80 \times 1.50 \times 0.25 \times 25.00 = 26.25 \text{ kN}$$

$$F_2 = 1 \times 2.30 \times 1.50 \times 0.25 \times 25.00 = 21.56 \text{ kN}$$

$$F_3 = 1 \times 1.10 \times 1.50 \times 0.25 \times 25.00 = 10.31 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Tot},k} = F_1 + F_2 + F_3 = 58.13 \text{ kN}$$

- Peso proprio del pozzetto, con e senza forature ($P_{p,k}$ e $P_{\text{Tot},k}$):

$$P_{p,k} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 398.48 \text{ kN}$$

$$P_{\text{Tot},k} = P_{p,k} - F_{\text{Tot},k} = 340.35 \text{ kN}$$

Nell'ipotesi di pozzetto interrato con estradosso del coperto posto a quota del piazzale con falda a

-1.00 m, il battente di acqua massimo è pari a 2.01 m. Per cui la spinta idraulica caratteristica $S_{w,k}$ e di progetto $S_{w,d}$ risultano:

$$S_{w,k} = 3.30 \times 3.80 \times 2.01 \times 10.00 = 252.05 \text{ kN}$$

$$S_{w,d} = 1.1 \times S_{w,k} = 277.26 \text{ kN}$$

Detto valore della sotto spinta idraulica risulta inferiore rispetto al solo peso proprio della cisterna vuota di progetto $P_{Tot,d}$ per cui, con questi valori della falda, non sussistono problemi di galleggiamento:

$$P_{Tot,d} = 0.9 \times P_{Tot,k} = 306.32 \text{ kN} > S_{w,d} \rightarrow \text{Verificato}$$

2.9.2 PRESSINI MASSIME SUL TERRENO

- Peso proprio del pozzetto vuoto:

$$P_{Tot,k} = 34035 \text{ daN}$$

- Peso dell'eventuale liquido contenuto:

$$P_L = 1200 \times 2.80 \times 3.30 \times 2.36 = 26168 \text{ daN}$$

- Carico trasmesso dal sovraccarico accidentale sul coperto:

$$P_a = 2000 \times 3.30 \times 3.80 = 25080 \text{ daN}$$

- Massimo carico trasmesso dal pozzetto al terreno di fondo:

$$P_{tot} = P_{Tot,k} + P_L + P_a = 85283 \text{ daN}$$

- Peso del terreno asportato:

$$P_y = 3.30 \times 3.80 \times 3.01 \times 1900 = 71716 \text{ daN}$$

Pressione massima trasmessa al terreno:

$$\sigma_y = P_{tot} / A = 0.68 \text{ daN/cm}^2$$

Considerando l'asportazione del terreno:

$$\Delta\sigma_y = (P_{tot} - P_y) / A = 0.11 \text{ daN/cm}^2.$$

Infine le elaborazioni numeriche confermano i risultati ottenuti con il predimensionamento fatto

a mano: in particolare tali dati si possono sintetizzare come segue:

- pressione massima sul terreno, in combinazione SLE Rara: circa 0.71 daN/cm²;
- pressione massima sul terreno, in combinazione SLU: circa 0.98 daN/cm².

Detti valori di pressione risultano accettabili anche per terreni di scarse capacità portanti. Quanto sopra è comunque da verificare in sito, in funzione delle effettive caratteristiche del terreno.

2.9.3 CEDIMENTI

I cedimenti sono modesti in quanto la fondazione è di tipo compensato, il peso del terreno che viene asportato è maggiore del peso della nuova costruzione e pertanto il cedimento avviene con deformazioni elastiche sul ramo di ricarica.