

CUP: E91D22000260005 Piano degli investimenti
di Acquedotto Pugliese S.p.A.
2018-2024

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO
ESTENSIONE DELLA RETE IDRICA E FOGNARIA A SERVIZIO
DEL BORGO MONTALTINO NEL COMUNE DI BARLETTA (BT)**

Nota AIP prot.6510 del 21 dicembre 2021

Acquedotto Pugliese S.p.A.
Direzione Ingegneria

Il Responsabile del Procedimento
geom. Anastasio COTZIAS

Il Direttore
ing. Gaetano BARBONE



Ing. Alberto DE PASCALIS
Ing. Fabio DE PASCALIS



Ing. Gianluca PERRONE

**PROGETTAZIONE
RTP**

Studio di Ingegneria
DE VENUTO & Associati
Ing. Giuseppe De Venuto



Ing. Raffaele Michele CAGNAZZI
Ing. Salvatore CAPUTO
Ing. Antonio RINALDI



Ing. Vito Leonardo V. Casulli



Ing. Simone VENTURINI

Elaborato

RCS

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Codice Intervento P1779

Codice SAP: 470000002639

Prot. 8625/2023
Data: 03/02/2023

N. Rev.	Data	Descrizione	Disegnato	Controllato	Approvato
01	OTT.2023	Aggiornamento per VERIFICA			
00	FEB.2023	Emesso per PROGETTAZIONE DEFINITIVA-ESECUTIVA			

Indice

1.	Premesse.....	1
2.	Normativa di riferimento.....	2
3.	Inquadramento Geologico delle aree di intervento	2
4.	Campagna di indagini	3
5.	Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione	3
6.	Pericolosità sismica del sito	6
7.	Categoria del terreno di fondazione ai fini sismici	7
8.	Caratteristiche dei materiali	9
9.	Criteri di progettazione	10
10.	Azioni di progetto	10
11.	Verifica del piano di posa	11
12.	Determinazione della prestazione dei pozzetti.....	13

1. Premesse

La presente relazione tecnica riguarda i criteri di calcolo, le verifiche di resistenza e stabilità, nonché e gli aspetti costruttivi relativi alle opere a valenza strutturale previste nel progetto dei lavori di *“Estensione della rete idrica e fognaria alla zona “Borgo Montaltino” nel Comune di Barletta (BAT)”*.

Il progetto prevede opere diffuse e distribuite ed in particolare la realizzazione di condotte interrate per circa 10 km e di due impianti di sollevamento a servizio della rete fognaria.

Le condotte previste sono tutte interrate in sede stradale e hanno funzionamento in parte a gravità realizzate con tubazioni in gres e in parte in pressione con tubazioni in ghisa. Lungo il tracciato delle condotte sono previsti pozzetti di ispezione in c.a. prefabbricati, monolitici, circolari del diametro interno di 1200 mm.

I pozzetti di ispezione delle condotte fognarie saranno in cav prefabbricati, di tipo monolitico a sezione circolare del diametro interno di 1.20 m con profondità utile variabile in funzione della profondità di posa delle condotte, fra il minimo di -1.50 m al massimo di -2.30 m dal p.c..

Gli impianti di sollevamento previsti sono del tipo chiuso e compatto, interrati in lotto proprio a margine dalla sede stradale e saranno costituiti da un pozzetto di by-pass, un comparto per l'impianto di sollevamento compatto e uno per il sollevamento di emergenza.

In dettaglio, ciascun impianto di sollevamento sarà realizzato con pozzetti prefabbricati in c.a.v. di diverse dimensioni, interrati in sede propria, con diversa destinazione:

- un pozzetto di by-pass a pianta quadrata delle dimensioni interne di 1.50 x 1.50 m con profondità variabile per ciascun impianto, di -2,60 m dal p.c.;
- un pozzetto per alloggiamento gruppo di pompaggio chiuso e compatto, a pianta quadrata delle dimensioni interne di 2.50 x 2.50 m con profondità variabile per ciascun impianto, di -4,30 m dal p.c.;
- un pozzetto per accumulo e impianto di sollevamento di emergenza, a pianta quadrata delle dimensioni interne di 1.50 x 1.50 m con profondità variabile per ciascun impianto, di -4,30 m dal p.c.;
- pozzetto di collegamento delle mandate alla condotta premente, monolitico a sezione circolare del diametro interno di 1.20 m con profondità utile di -1.80 m dal p.c..

La fornitura dei pozzetti, quali opere prefabbricate, sarà accompagnata da DICHIARAZIONE DI PRESTAZIONE (DoP) conforme al Regolamento UE 305/2011, unitamente a disegni costruttivi, schemi di montaggio, modalità di posa in opera a cura della ditta produttrice.

Il calcolo dell'opera viene eseguito in ottemperanza alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 Gennaio 2018. Secondo quanto riportato nella predetta norma, per gli aspetti inerenti i metodi specifici di progetto, si fa riferimento anche agli Eurocodici.

In particolare, trattandosi di manufatti prefabbricati a servizio di fognature interrato si farà riferimento alla Norma UNI EN 1917:2004, versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1917:2002, norma specifica i requisiti prestazionali e descrive i metodi di prova per elementi di calcestruzzo prefabbricati per camere di ispezione e pozzetti, installati in aree soggette a traffico veicolare.

2. Normativa di riferimento

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 17 Gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare Min. 21 gennaio 2019, n. 7 illustrativa per l’applicazione delle NTC;
- UNI EN 1917:2004 - Pozzetti e camere di ispezione di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre di acciaio e con armature tradizionali.

3. Inquadramento Geologico delle aree di intervento

Le aree di studio sono cartografate negli elementi n. 423082-423083 della Carta Tecnica Regionale. Queste aree sono situate nella periferia sud dell'abitato e presentano un assetto pressoché sub-orizzontale con quote altimetriche variabili tra 16 e 23 m circa s.l.m. su uno sviluppo territoriale di circa 4 km.

Dal punto di vista geologico il territorio è ubicato lungo una zona di transizione fra due importanti domini paleogeografici e strutturali: quello dell'Avampaese Apulo (Piattaforma Carbonatica Apula p.p.) a SSE e quello dell'Avanfossa Appenninica (Fossa Bradanica s.s.) a NNO e SSE. Per tali ragioni l'area estesa in cui ricade la zona in esame è stata interessata da sedimentazione sia terrigena sia carbonatica con movimenti tettonici recenti (Olocene) fino a poco tempo fa del tutto sconosciuti (Caldara M. et al, 1996 e 2005).

Pertanto gli studi ed i rilievi eseguiti consentono di definire lo schema geologico eliostratigrafico che segue, costituito dal basso verso l'alto, dalla successione cronologica sotto riportata:

- Formazione del Calcere di Bari (Turrioniano-Barremiano);
- Formazione delle Calcareniti di Gravina (Calabriano - Pliocene sup.);
- depositi marini terrazzati di diverse ordine (Pleistocene);
- depositi alluvionali del Torrente Ofanto (Pleistocene);
- depositi alluvionali attuali (Olocene).

Dell'intera successione, nell'area di studio sono stati rilevati in affioramento due differenti tipi di deposito: i depositi marini terrazzati (Om) di quota 5 -:-25 m, la cui genesi e imputabile essenzialmente alle fasi tettoniche di sollevamento subito dalla regione a partire dal Pleistocene inferiore, e i depositi alluvionali attuali.

I primi, affiorano in gran parte del centro abitato di Barletta e comprendono dall'alto verso il basso i seguenti termini litologici:

- Sabbie fini e calcareniti di colore bianco-giallastro con straterelli cementati; quasi dappertutto questi depositi hanno un livello di "crosta" dovuto a richiamo in superficie di soluzioni ricche di CaCO₃, in clima caldo;
- Limi sabbioso-argillosi di colore marroncino;
- Argille grigio-verdastre ("a quadretti") di origine lagunare o palustre.

Tale complesso si caratterizza quindi per una notevole eterogeneità granulometrica, sia in senso orizzontale che verticale, correlabile alla collocazione rispetto alla vicina scarpata murgiana e all'ambiente sedimentario nel quale si accumulavano.

I depositi alluvionali, riconducibili all'azione del fiume Ofanto, sono costituiti per lo più da livelli di sabbie, limi, argille e ghiaie.

4. Campagna di indagini

A supporto dello studio geologico condotto nel territorio del Comune di Barletta (BAT) propedeutica alla definizione degli interventi previsti nel presente progetto è stata effettuata una campagna di indagini dirette e indirette atte a ricostruire la condizione geologica del sito in esame, a verificare la presenza della falda superficiale, per la definizione del modello geologico locale e determinare le caratteristiche elastico-dinamiche e geotecniche del terreno di fondazione.

La campagna geognostica effettuata nello specifico è consistita in:

- n. 2 prove penetrometriche del tipo DPSH, DPSH0 e DPSH02 di cui la DPSH01 è stata spinta fino a 10m (profondità che rientra nell'interessamento delle fondazioni) mentre la DPSH02 si è fermata a soli 0.80m, essendo andata a "rifiuto";
- n. 2 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie in onde P (BS01 e BS02) di cui la BS01 lunghezza pari 50.0m mentre la BS02 di lunghezza pari a 62.5m;
- n. 2 prospezioni di sismiche passive con tecnica RE.MI, (RE.MI.01 e RE.MI.02) per la determinazione della categoria di sottosuolo secondo il $V_{s,eq}$ definito dalle NTC2018

L'esito delle suddette indagini è riportato nella relazione in allegato allo studio geologico.

5. Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

La modellazione geotecnica del suolo viene effettuata sulla base dello studio geologico, in esito ai risultati delle indagini e sulla scorta della conoscenza diretta del territorio in esame per esperienza pregressa derivante da interventi precedenti.

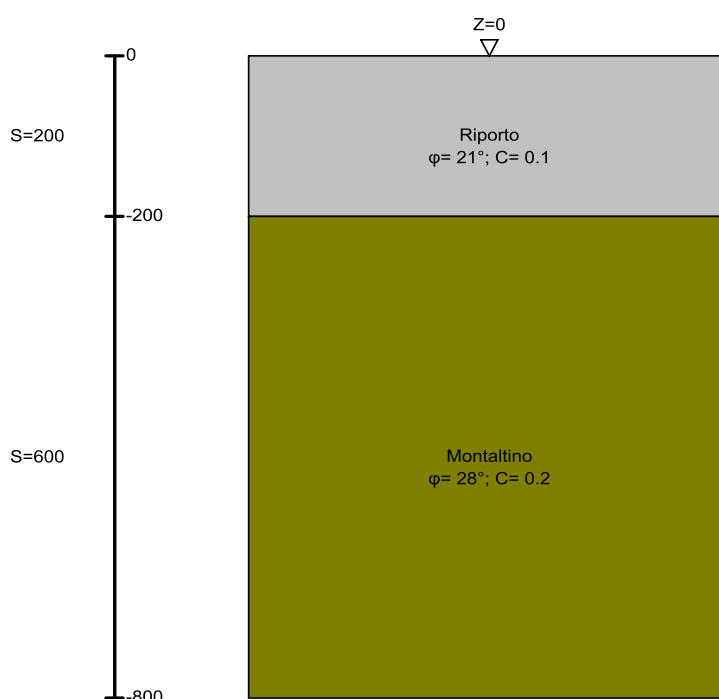
Analogamente si addivene alla modellazione del volume significativo di terreno di fondazione delle opere strutturali necessario per le verifiche di resistenza e stabilità.

L'area di intervento presenta diffusamente uno strato superficiale costituito da materiale di riporto e/o terreno vegetale per uno spessore di circa 2 m, seguito in profondità da un consistente deposito sabbioso da poco a mediamente addensato fino alla profondità di circa 8 m che tende a maggiore addensamento in profondità e localmente cementato.

Non sono state rilevate falde superficiali e i dati idrogeologici disponibili per l'area di intervento evidenziano che la falda superficiale è rinvenibile a partire dalla profondità di 14-17 m dal piano di campagna.

Il livello piezometri della falda si attesta ad una profondità tale da non interessare il piano di sedime e non condizionare in alcun modo il meccanismo di rottura e la stabilità delle fondazioni. Per i motivi suddetti nella determinazione della capacità portante del terreno di fondazione vengono considerate le sole condizioni drenate.

Di seguito si riporta il modello geotecnico di terreno considerato per le verifiche, con le caratteristiche geomeccaniche degli strati interessate dalle opere di progetto.



Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno φ	Angolo di attrito di interfaccia δ
Riporto	Generico	0.1	0	21	14
Montaltino	Generico	0.2	0	28	10

Descrizione	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v
Riporto	1	0.64	0.0019	0.0019	1000	0.3
Montaltino	1	0.53	0.0019	0.0020	3000	0.3

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Natura geologica: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

Coesione (c'): coesione efficace del terreno. [daN/cm²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni coesivi (argille). [daN/cm²]

Angolo di attrito interno φ: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo di attrito di interfaccia δ: angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cls. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Qualità roccia RQD (0;1): rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Stratigrafia

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i
Riporto	200	No	1	1	1	1	1000	1000	0	0
Montaltino	600	No	1	1	1	1	3000	3000	0	0

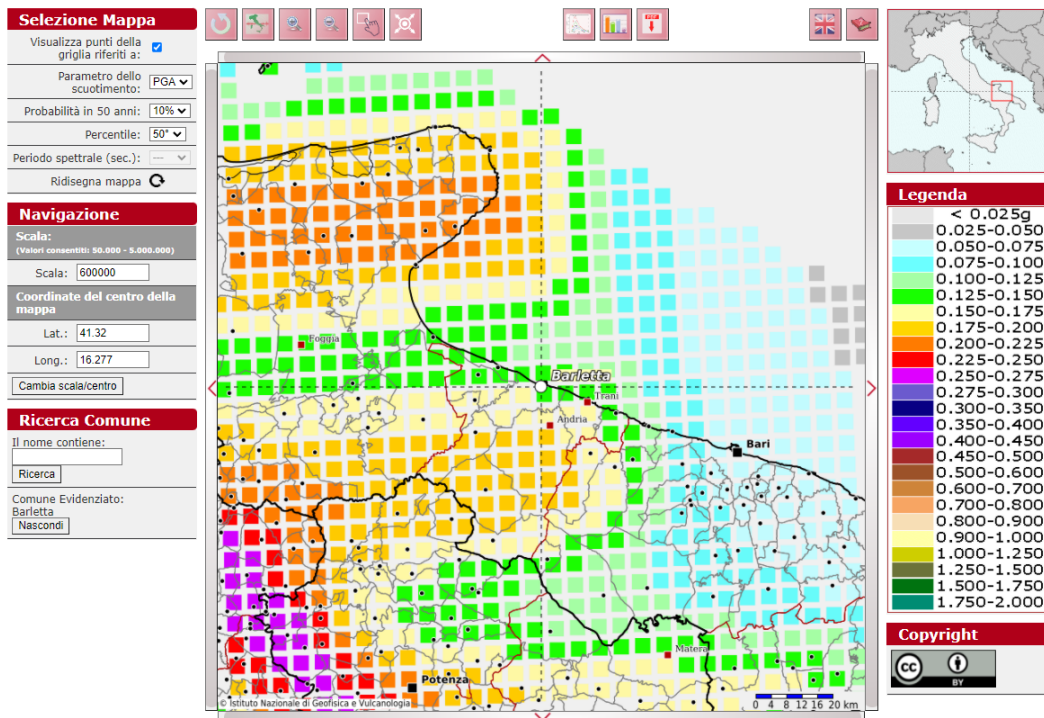
Terreno	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Riporto	0	0	0	0	0	0	1	1
Montaltino	0	0	0	0	0	0	1	1

6. Pericolosità sismica del sito

Secondo la classificazione sismica del territorio Regionale Pugliese (D.G.R. 153/2004), il Comune di Barletta ricade in Zona 2 (ex S6 da D.M. 16/01/96).

Con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni l'azione sismica viene valutata sulla scorta delle "categorie di sottosuolo" e della definizione di una "pericolosità di base"

La pericolosità sismica di base restituisce i valori di ag, forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/> come evidenziato nella figura.



Nel caso in esame, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni per suoli rigidi (categoria A) indica un'accelerazione compresa tra 0.125 - 0.150 g.

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica SS si è fatto riferimento alla caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo con riferimento ai parametri geomeccanici desumibili dalle indagini condotte per la caratterizzazione geotecnica nel volume significativo.

Al fine di calcolare il valore di velocità delle onde di taglio (S) fino alla profondità del substrato, e determinare la classe di appartenenza del terreno di fondazione, secondo quanto è richiesto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17/1/2018, è stato eseguito una indagine MASW.

In sintesi si riporta la caratterizzazione sismica eseguita attraverso prospezione sismica con il metodo "ReMi". Da queste indagini si è stimato un valore delle $V_{s,eq}$ definendo la categoria di profilo stratigrafico.

Il suolo di fondazione può essere classificato nella Categoria B "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ... valori di V_{eq} compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica ST, viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la categoria topografica T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Non è stata individuata la falda e comunque essa sicuramente si mantiene a livelli non interferenti con le quote di progetto.

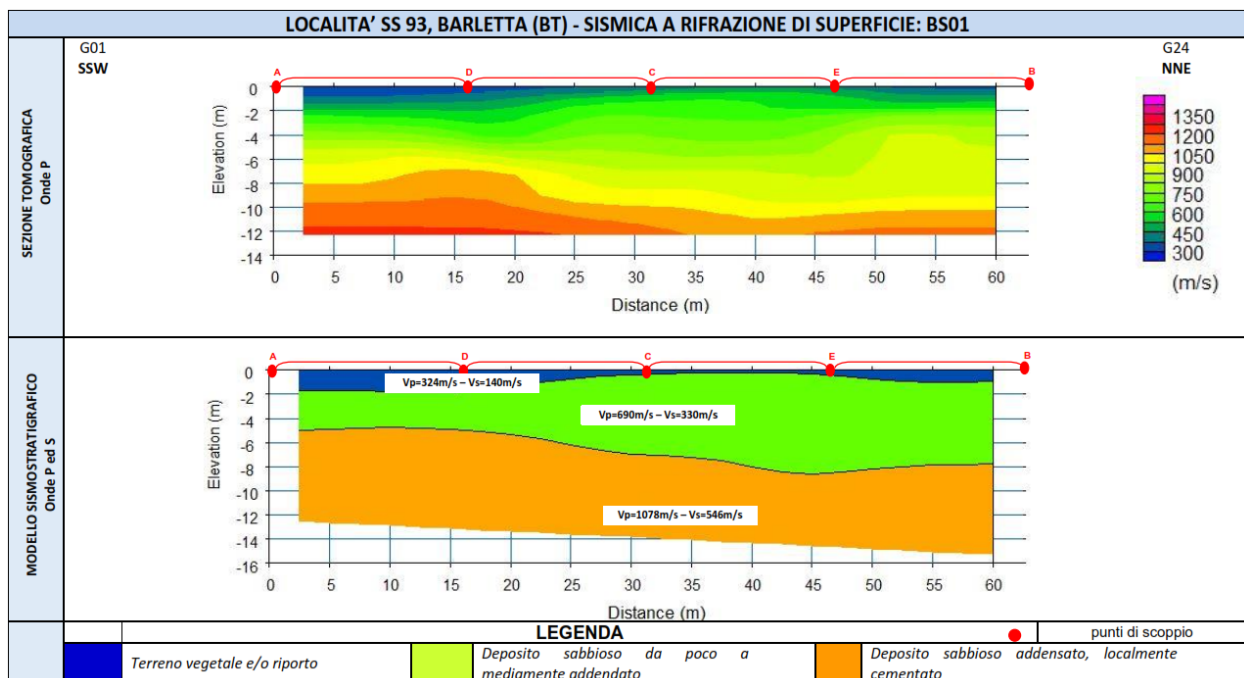
7. Categoria del terreno di fondazione ai fini sismici

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica SS si è fatto riferimento ai riscontri delle indagini condotte, in particolare alle prospezioni sismiche passive con tecnica RE.MI, (RE.MI.01 e RE.MI.02), sulla base delle quali è stato possibile calcolare il valore di velocità delle onde di taglio (S) fino alla profondità del substrato, necessario per la determinazione della classe di appartenenza del terreno di fondazione, secondo quanto è richiesto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17/1/2018.

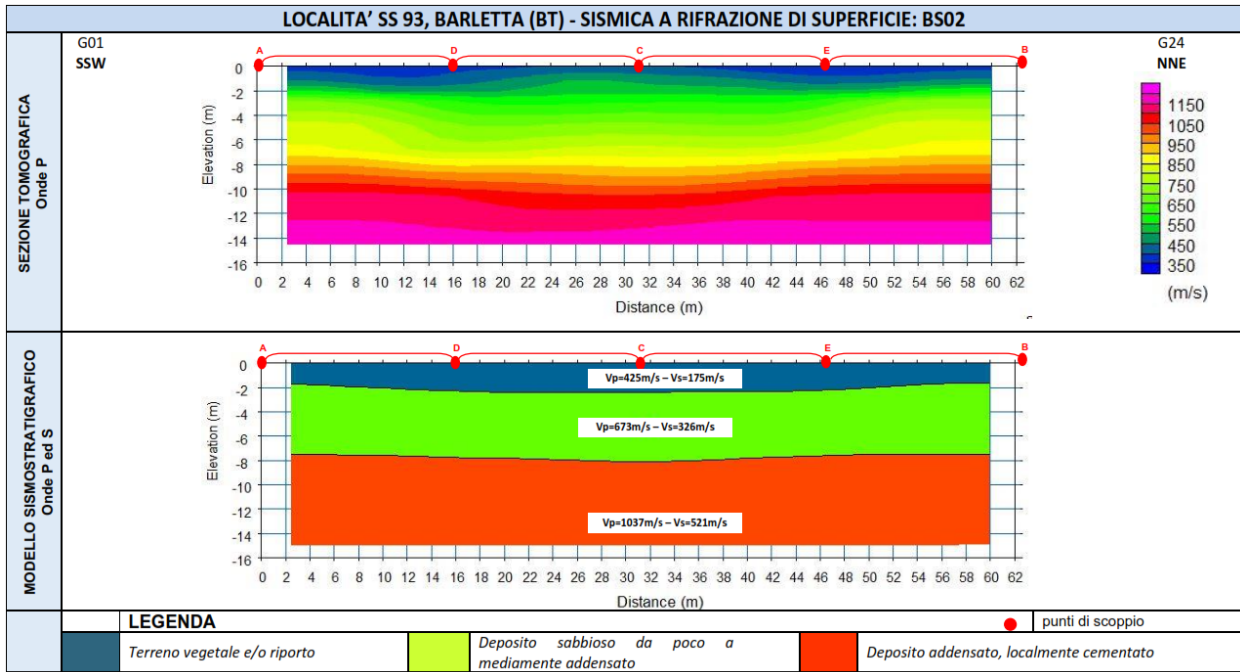
Gli esiti delle n. 2 prospezioni sono i seguenti:

- RE.MI.01 in corrispondenza dell'impianto di sollevamento IS1
- RE.MI.02 in corrispondenza dell'impianto di sollevamento IS2

Di seguito si rappresentano graficamente i profili dei sismostrati indagati



	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	324	140	0,00+1,90	<i>Terreno vegetale e/o materiale di riporto</i>
2	690	330	1,90+7,70	<i>Deposito sabbioso da poco a mediamente addensato</i>
3	1078	546	7,70+13,00	<i>Deposito addensato, localmente cementato</i>



	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	425	175	0,00+2,00	Terreno vegetale e/o materiale di riporto
2	673	326	2,00+7,80	Deposito sabbioso da poco a mediamente addensato
3	1037	521	7,80+15,00	Deposito addensato, localmente cementato

In conformità al D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni” la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall’espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con

h_i spessore dell’i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell’i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato; formazione costituita da terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

In corrispondenza delle prospezioni di sismiche è possibile determinare i seguenti valori:

RE.MI.01, valore del $V_{s,eq} = 475\text{m/s}$

RE.MI.02, valore del $V_{s,eq} = 447\text{m/s}$

Le indagini hanno permesso di collocare il sottosuolo, secondo le NTC 2018, localmente in entrambe i casi nella **Categoria B** secondo la Tab. 3.2.II delle NTC 2018.

Tab. 3.2.II

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

L'andamento dello spettro di risposta elastico del sito in esame, oltre che dalla litologia, è anche influenzato dalle condizioni orografiche definite e classificate come mostrato nella tabella seguente Tab. 3.2.III

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica ST, viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la categoria topografica T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

8. Caratteristiche dei materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente d'uso, sono stati adottati i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004 nonché al Disciplinare Tecnico AQP delle opere in cemento armato allegato al progetto; per tutte le caratteristiche dei materiali e le indicazioni di posa in opera non riportate e dettagliate in relazione, e/o per maggiori approfondimenti, si rimanda pertanto ai suddetti documenti.

Per i pozzetti prefabbricati previsti si prescrive una Classe di Esposizione XC4+XA2, specifico per strutture ciclicamente bagnate ed asciutte in ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1:2006 (Concentrazione di solfato [SO₄⁻⁻] nelle acque fra 600 e 3000 [mg/kg]).

Il calcestruzzo da impiegare dovrà essere della Classe di Resistenza minima C32/40, ottenuto con rapporto acqua/cemento inferiore a 0,50 e per un coefficiente di permeabilità (K) del materiale inferiore a 1x10⁻¹³ m/s.

Per le armature lente si prevede l'impiego di acciaio della classe di resistenza B450C on barre ad aderenza migliorata, laminate a caldo controllate in stabilimento.

9. Criteri di progettazione

Per il progetto dei manufatti prefabbricati da impiegare per camere di manovra o ispezione a servizio delle reti di fognatura si fa riferimento alle UNI EN 1917, prodotti in stabilimenti certificati e dotati di Marcatura CE, ai sensi del punto A del cap. 11.1. delle NTC 2018.

Con la marcatura CE, si considerano assolti i requisiti procedurali di cui al deposito ai sensi dell'art. 58 del DPR 6 giugno 2001, n. 380 (art.9 della Legge 05.11.71 n.1086).

Come da disciplinare AQP, per il deposito occorrerà la seguente documentazione:

- Dichiarazione di Prestazione redatta ai sensi del Regolamento Europeo n.305/2001 (dichiarazione della Classe di resistenza del pozzetto prefabbricato), con esplicito riferimento alla norma UNI EN 1917, sottoscritta dal produttore, allegata alla fornitura;
- Relazione di calcolo, allegata al progetto, dalla quale si evinca, sulla base della valutazione dei carichi statici e dinamici insistenti sul manufatto nelle condizioni al contorno ipotizzate in progetto, la scelta della classe di resistenza meccanica richiesta al pozzetto in questione.

10. Azioni di progetto

Con riferimento alle Nuove N.T.C. di cui al D.M. 17/01/2018, le opere in oggetto sono classificabili come Tipo 2 (opere ordinarie) e Classe III (costruzioni il cui collasso può causare danni ambientali) per cui si assume il coefficiente d'uso C_u pari a 1,5

La vita utile di progetto T_d è pari a 50 anni, quindi periodo di riferimento delle azioni sismiche $V_r = (V_n \times C_u) = 75$ anni.

Per la verifica di resistenza del terreno allo stato limite ultimo geotecnico (GEO) è prevista l'applicazione dei seguenti coefficiente parziali (tab. 5.1.V):

$\gamma_{G1} = 1.00$ per le azioni sfavorevoli di pesi strutturali permanenti;

$\gamma_{Qi} = 1.15$ per le azioni sfavorevoli variabili da traffico;

$\gamma_{Qi} = 1.30$ per le azioni sfavorevoli variabili.

Pertanto il carico totale sul piano di posa risulta:

$$P_t = (1.0 \times P_p) + (1.15 \times P_v) + (1.30 \times P_r)$$

diffuso sull'impronta deve risultare:

$$E_d = P_t / A < R_d$$

Le azioni di progetto da assumere per le verifiche di resistenza e di stabilità si considerano quelle interne dovute al peso dei reflui nell'esercizio dell'impianto e quelle esterne dovute alla spinta del terreno e relativo sovraccarico dovuto alla carrabilità dell'area.

Le sollecitazioni agenti sul piano di posa dipendono dalle seguenti azioni statiche:

- carico veicolare per cui si fa riferimento alla normativa DIN 1072;
- reflui interni al pozzetto, con peso specifico assimilabile a quello dell'acqua;
- peso proprio del pozzetto in c.a.;

Sono assunte le seguenti azioni:

autocarro pesante HT60 (massimo per ruota)	10.000 daN
sovraccarico stradale (Tab. 3.1.II - Cat. G)	1000 daN/m ²
<i>Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico fra 30 e 160 kN)</i>	
peso dei reflui interni (vasca di sollevamento)	1000 daN/m ³
peso dei reflui interni (camera di manovra)	1000 daN/m ³
peso proprio delle strutture in c.a.	2500 daN/m ³
azione del terreno	spinta litostatica

11. Verifica del piano di posa

La verifica di resistenza del terreno allo stato limite ultimo (GEO) viene condotta secondo l'Approccio 2 (A1-M1-R3), applicando i coefficiente parziali (tab. 5.1.V):

$$P_t = (1.0 \times P_p) + (1.15 \times P_v) + (1.30 \times P_r) < R_d$$

Pozzetti impianti di sollevamento compatti ISC, rettangolari 290x240

- carico veicolare per cui si fa riferimento alla normativa DIN 1072, autocarro pesante HT60 a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 100 kN:

Questa condizione di carico è estremamente cautelativa considerato il tipo di strade in cui è prevista la posa dei pozzetti

- reflui interni al pozzetto, con peso specifico assimilabile a quello dell'acqua; considera in caso di disservizio un riempimento di 1 m
- peso proprio del pozzetto in c.a.

Pozzetti di ByPass e sollevamento di emergenza ISE, quadrati 180x180

- carico veicolare per cui si fa riferimento alla normativa DIN 1072, autocarro pesante HT60 a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 100 kN:

Questa condizione di carico è estremamente cautelativa considerato il tipo di strade in cui è prevista la posa dei pozzetti

- reflui interni al pozzetto, con peso specifico assimilabile a quello dell'acqua; considera in caso di pozzetto completamente pieni di refluo
- peso proprio del pozzetto in c.a.:

Pozzetti di ispezione fognaria, circolare Øest 150 cm (h130 e h435)

Si considerano i due casi limite del pozzetto meno profondo e di quello più profondo

- carico veicolare per cui si fa riferimento alla normativa DIN 1072, autocarro pesante HT60 a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 100 kN:

Questa condizione di carico è estremamente cautelativa considerato il tipo di strade in cui è prevista la posa dei pozzetti

- reflui interni al pozzetto, con peso specifico assimilabile a quello dell'acqua; si considerano i due pozzetti completamente pieni di refluo
- peso proprio del pozzetto in c.a.

Per le verifiche del piano di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica e al relativo tabulato di calcolo allegato.

12. Determinazione della prestazione dei pozzetti

Considerato che è previsto l'impiego di pozzetti prefabbricati, la determinazione del Carico di Rottura è dato dalla seguente formula:

$$CR = \text{Classe} \cdot LN/1000 \text{ in KN/m (1)}$$

dove Classe rappresenta la Classe di resistenza espressa in KN/m² ed LN la luce nominale massima in pianta, dimensione interna, espressa in mm.

In ragione della spinta laterale, massima del terreno, agente sulle pareti del pozzetto è possibile determinare la resistenza minima richiesta del pozzetto, utilizzando la seguente espressione:

$$\frac{C_p \cdot C_R}{C_t \cdot L_e} \geq 1,5 \quad (2)$$

dove:

C_p il coefficiente di posa (Fig.1)

CR il carico di rottura determinato come sopra

C_t spinta laterale massima del terreno

L_e lunghezza esterna del pozzetto (nel caso di pozzetto circolare assunta pari al diametro a vantaggio di sicurezza).

Carico di Rottura del pozzetto dovrà essere maggiore di CR determinato con la suddetta espressione.

La spinta attiva totale agente sulle fiancate del pozzetto vale:

$$S(h) = (K'a \cdot V_{terr} \cdot h) + (K'a \cdot P_{vc}) \text{ in kg/m}^2 \quad (3)$$

dove

K'a è il coefficiente di spinta attiva delle terre, amplificata per azione sismica, determinato secondo la teoria di Mononobe & Okabe

V_{terr} è il peso specifico del terreno

P_{vc} è la pressione verticale, calcolata dalla con riferimento alla Norma UNI 7517, tenendo conto anche del fattore dinamico, (fig. 2).

Come detto, i pozzetti previsti per gli impianti di sollevamento avranno una profondità utile di posa di fra 3,50 e 4,55 m, dal piano stradale, mentre i pozzetti di ispezione da 1,30 a 4,35 m dal piano stradale.

Nel caso in esame, con $\phi = 28^\circ$ e $V_t = 1900 \text{ kg/m}^3$, si ricavano i seguenti valori della spinta attiva alle diverse profondità:

$$S(1) = (0,43 \times 1.900 \text{ daN/m}^3 \times 1 \text{ m}) + (0,43 \times 4.000 \text{ daN/m}^2 \times 1,30) = 3.053 \text{ daN/m}^2$$

$$S(2) = (0,43 \times 1.900 \text{ daN/m}^3 \times 2 \text{ m}) + (0,43 \times 1.800 \text{ daN/m}^2 \times 1,15) = 2.524 \text{ daN/m}^2$$

$$S(3) = (0,43 \times 1.900 \text{ daN/m}^3 \times 3 \text{ m}) + (0,43 \times 1.200 \text{ daN/m}^2 \times 1,10) = 3.019 \text{ daN/m}^2$$

$$S(4) = (0,43 \times 1.900 \text{ daN/m}^3 \times 4 \text{ m}) + (0,43 \times 850 \text{ daN/m}^2 \times 1,08) = 3.663 \text{ daN/m}^2$$

$$S(5) = (0,43 \times 1.900 \text{ daN/m}^3 \times 5 \text{ m}) + (0,43 \times 750 \text{ daN/m}^2 \times 1,06) = 4.427 \text{ daN/m}^2$$

Il carico di rottura CR minimo e la Classe di resistenza vengono determinati rispettivamente con l'espressione (2) e (1)

Pozzetti per impianti di sollevamento compatto

Per la determinazione del carico di rottura CR e della classe di resistenza dei pozzetti si considera la spinta massima agente alla profondità di 5 m dal piano stradale.

$$C_R \geq 1,5 \cdot \frac{S_{(4)} \cdot L_e}{C_p} = 8.386 \text{ daN/m}$$

$$\text{Classe} \geq 1000 \cdot \text{CR} / \text{LN} = 33.5 \text{ kN/m}^2$$

assumendo:

S(5) spinta laterale massima del terreno

Le lunghezza esterna del pozzetto (2.90 m)

Cp il coefficiente di posa assunto pari a 1.9 (arido ben costipato – Fg 1)

LN lunghezza nominale, dimensione interna del pozzetto (2500 mm)

I pozzetti da fornire per il sollevamento compatto dovranno essere di Classe di resistenza maggiore di 34 kN/m².

Pozzetti per sollevamento di emergenza

Per la determinazione del carico di rottura CR e della classe di resistenza dei pozzetti si considera la spinta massima agente alla profondità di 4 m dal piano stradale.

$$C_R \geq 1,5 \cdot \frac{S_{(4)} \cdot L_e}{C_p} = 5.205 \text{ daN/m}$$

$$\text{Classe} \geq 1000 \cdot \text{CR} / \text{LN} = 34.7 \text{ kN/m}^2$$

assumendo:

S(4) spinta laterale massima del terreno

Le lunghezza esterna del pozzetto (1.80 m)

Cp il coefficiente di posa assunto pari a 1.9 (arido ben costipato – Fg 1)

LN lunghezza nominale, dimensione interna del pozzetto (1500 mm)

I pozzetti da fornire per i sollevamenti di emergenza dovranno essere di Classe di resistenza maggiore di 35 kN/m².

Pozzetti di ispezione fognaria, circolare Ø1200

Per la determinazione del carico di rottura CR e della classe di resistenza dei pozzetti si considera prudenzialmente, per tutti gli elementi di rialzo e per tutti i pozzetti previsti, la spinta determinata alla profondità massima di progetto di 4 m dal piano stradale

$$C_R \geq 1,5 \cdot \frac{S_{(4)} \cdot L_e}{C_p} = 4.337 \text{ daN/m}$$

$$\text{Classe} \geq 1000 \cdot CR / LN = 36.1 \text{ kN/m}^2$$

assumendo:

S(3) spinta laterale massima del terreno nel caso del pozzetto più profondo

Le lunghezza esterna del pozzetto (diametro esterno del pozzetto circolare 1.50 m)

Cp il coefficiente di posa assunto pari a 1.9 (arido ben costipato – Fg 1)

LN lunghezza nominale, dimensione interna del pozzetto (diametro interno 1200 mm)

I pozzetti da fornire dovranno essere di Classe di resistenza maggiore di 36 kN/m².

Tutti i pozzetti dovranno avere marcatura CE UNI EN 1917 e la fornitura dovrà essere accompagnata da DICHIARAZIONE DI PRESTAZIONE resa dalla ditta produttrice

Le Ditte produttrici dei manufatti prefabbricati devono possedere un Sistema Qualità aziendale conforme alla norma vigente ISO 9001 per la produzione di pozzetti in calcestruzzo armato non armato, turbovibrati e monolitici, approvato da un Organismo terzo di certificazione accreditato secondo la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

TIPOLOGIE DI POSA


Legenda:

Terreno compattato

 = leggermente

 = bene

Materiale granulare compattato

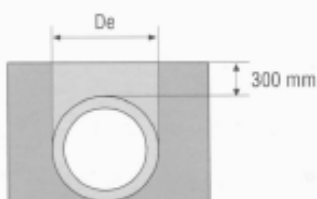
 = leggermente

 = bene

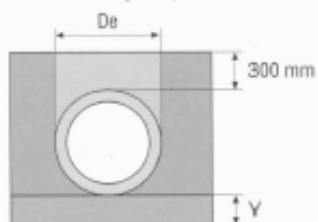
CLS



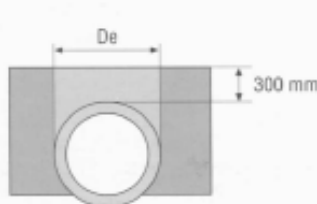
Classe D - $C_p = 1,0$



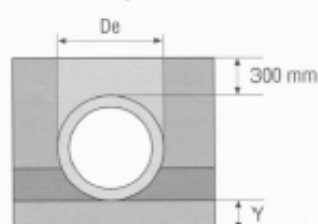
Classe N - $C_p = 1,1$



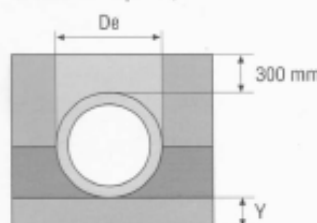
Classe C - $C_p = 1,5$



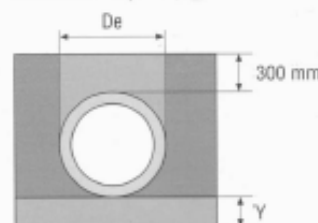
Classe F - $C_p = 1,5$



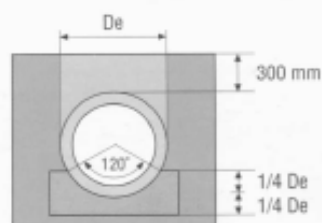
Classe B - $C_p = 1,9$



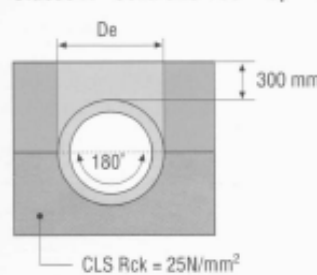
Classe S - $C_p = 2,2$



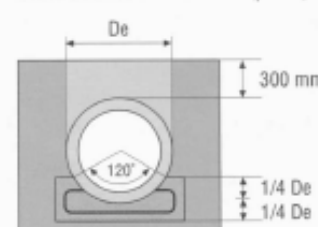
Classe A sella in CLS - $C_p = 2,6$



Classe A - Sella CLS 180° - $C_p = 2,8$



Classe A sella in C.A. - $C_p = 3,4$



Classe A - Riv. CLS 360° - $C_p = 3,5$

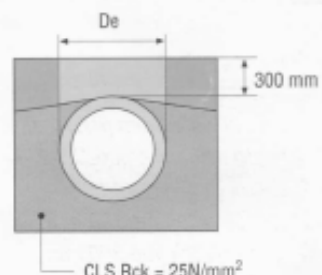


Figura 1 - TIPOLOGIE DI POSA IN OPERA - C_p

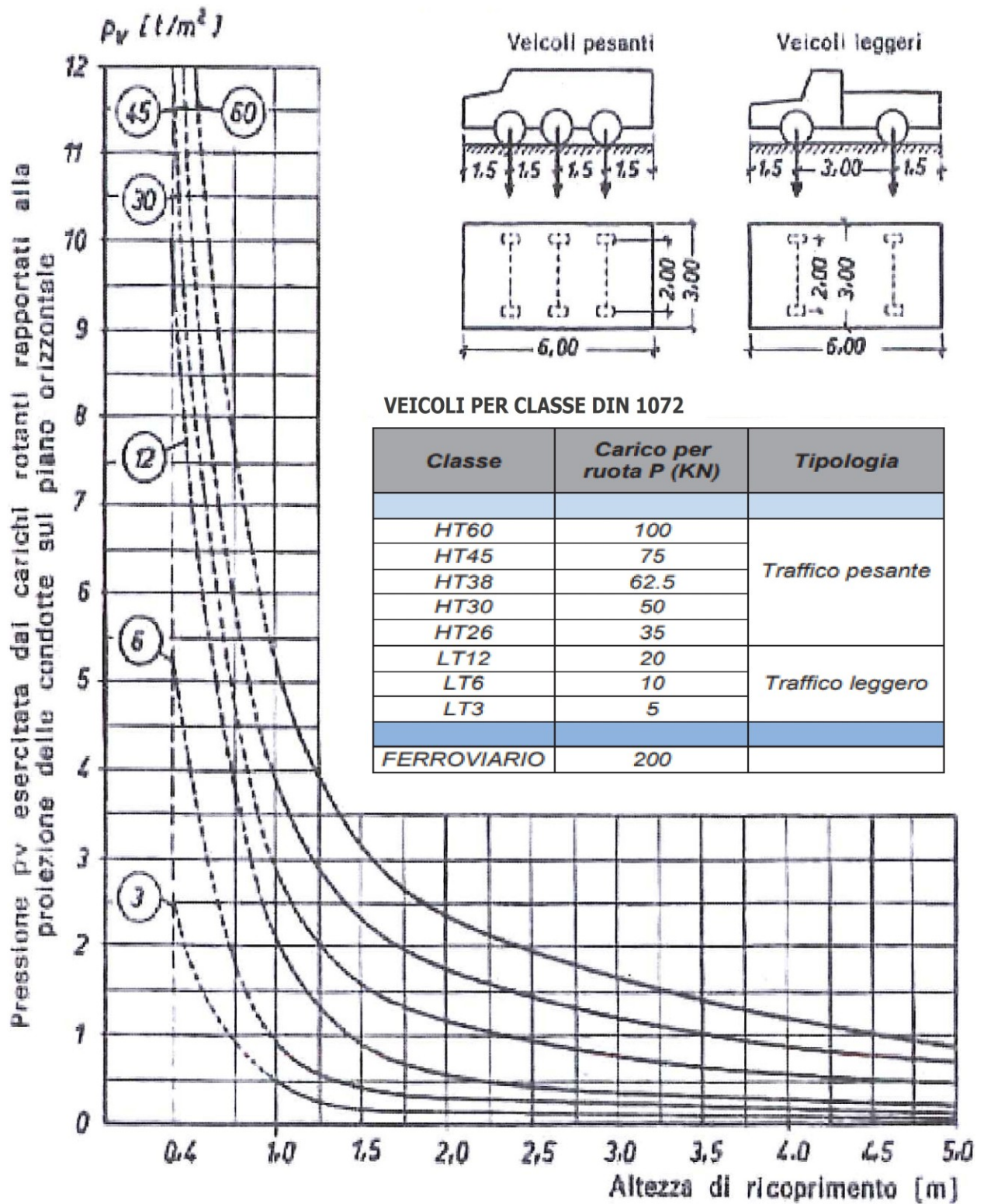


Figura 2 - FIGURA 11 UNI 7517