



UNIONE EUROPEA



REGIONE CAMPANIA



PER IL CAMPANIA
2007-2013
FESR
Fondo Europeo Sviluppo Regionale



FINANZIAMENTO POR CAMPANIA FESR 2007-2013

COMUNE DI NAPOLI

GRANDE PROGETTO RIQUALIFICAZIONE URBANA, AREA PORTUALE DI NAPOLI EST



RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL SISTEMA FOGNARIO SAN GIOVANNI/VOLLA

"INTERVENTO PER IL RISANAMENTO IGIENICO SANITARIO DEL LITORALE DI SAN GIOVANNI A TEDUCCIO CON LA RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE DEL COLLETTORE DI VOLLA E PARTE DI RETE ADDUTTRICE- II LOTTO "

Progettista:

Ing. Fabio Mastellone di Castelvetere

Responsabile del Procedimento

Arch. Giuseppe Pulli

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO:

**Relazione Tecnica Specialistica:
Attraversamento Ferroviario con
Microtunneling**

ALLEGATO:

8.A

SCALA:

-

DATA:

OTTOBRE 2013

REDAZIONE:

Ing. V. Neri

VERIFICA:

Ing. F. Mastellone

APPROVAZIONE:

Ing. F. Mastellone

EMESSO PER:

Marzo 2014

REV.:

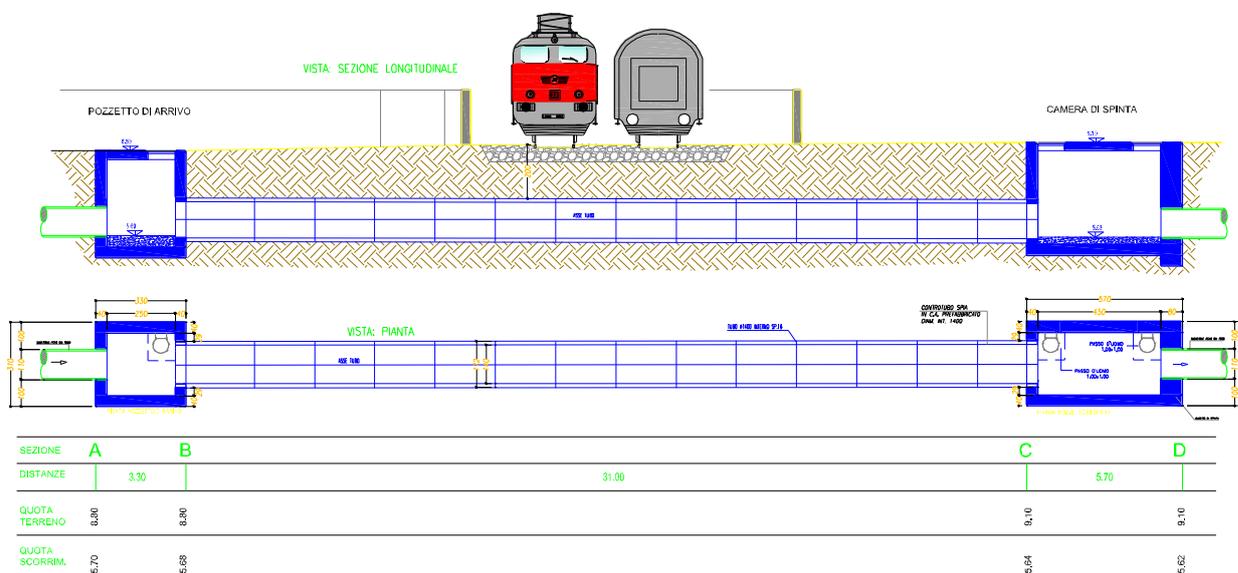
01

INDICE

INDICE.....	1
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3 – MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	4
3.1 Modellazione del comportamento meccanico del calcestruzzo.....	4
3.2 Caratteristiche dell'acciaio in barre B450C di progetto	6
4 - TERRENO DI FONDAZIONE.....	7
5 - ANALISI DEI CARICHI	10
5.1 Carico statico accidentale	10
5.2 Carico statico fisso e permanente	11
6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	11
6.1 Verifiche di regolarità	11
6.2 Classe di duttilità.....	12
6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.	13
6.4 Metodo di Analisi	14
6.5 Valutazione degli spostamenti	15
6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica.....	15
6.7 Eccentricità accidentali	16
7 - AZIONI SULLA STRUTTURA	16
7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita	16
7.2 Stato Limite di Danno	18
7.3 Stati Limite di Esercizio.....	18
8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	19
8.1 Denominazione	19
8.2 Sintesi delle funzionalità generali	19
8.3 Sistemi di Riferimento	20
8.3.1 Riferimento globale	20
8.3.2 Riferimento locale per pareti	21
8.3.3 Riferimento locale per platee e solette.....	21
8.4 Modello di Calcolo	22
8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali.....	22
8.5.1 Verifiche di Resistenza	22
8.5.2 Gerarchia delle Resistenze.....	23
9 - DIMENSIONAMENTO E CALCOLO DEL MICROTUNNELLING.....	24
9.1 - Criteri di calcolo e di verifica	25
9.2 - La tubazione	25
9.3 - Verifica dei carichi trasversali (D.M. 2445).....	26
9.4 Verifica ai carichi assiali (UNI – EN 1916/2004)	27
9.5 - Tabulati di calcolo microtunnelling.....	28
13 - CONCLUSIONI	32

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'opera oggetto della presente relazione consiste nell'attraversamento ferroviario di una tubazione con contro tubo in conglomerato cementizio di diametro interno da 1400 mm ed esterno da 1720 mm. La lunghezza complessiva dell'attraversamento è di circa 31 m e sono previsti a lato una camera di spinta ed un pozzetto di arrivo.



Le azioni previste sulla struttura sono legate alla destinazione d'uso e sono rappresentate da:

- Ambienti suscettibili di grande affollamento: musei, sale da ballo, palestre, tribune, sale da concerto, palasport, ecc.
(Cat. C3 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) pari a 5,0 kN/m²;
- carichi accidentali per *Balconi, ballatoi e scale comuni*
(Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) pari a 4,0 kN/m²;
- azione della neve;
- azione del vento;
- sisma.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

“Norme tecniche per le Costruzioni”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
(G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

C.N.R. – UNI 10011

“Istruzioni per il calcolo l'esecuzione e il montaggio”

UNI ENV 1993-1-1

“ Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1 regole generali e regole per gli edifici”

UNI 11104:2004

UNI EN 206-1:2006

UNI EN 197

3 – MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

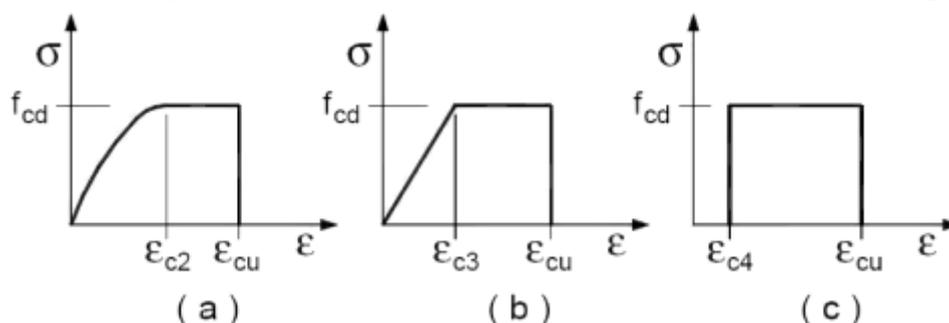
La fondazione e le strutture di nuova realizzazione saranno realizzate in conglomerato cementizio di classe di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2 armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di classe B450C.

Pertanto i materiali di progetto adottati sono i seguenti:

- a) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 150 Kg/cm² [C12/15] per gli strati di magrone;**
- b) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 300 Kg/cm² [C25/30] per il pozzetto di arrivo e la camera di spinta;**
- c) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 500 Kg/cm² [C40/50] per il pozzetto di arrivo e la camera di spinta;**
- d) **Acciaio ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento e legature eseguite con filo di ferro ricotto per opere in cemento armato;**

3.1 Modellazione del comportamento meccanico del calcestruzzo

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 e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

Valori delle caratteristiche meccaniche del Calcestruzzo C12/15 con riferimento al D.M. 14.01.2008:

- Modulo di elasticità: $E = 27085 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 11285 \text{ MPa}$
- Peso specifico: $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$

- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Resistenza caratteristica cubica, determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato $R_{ck} = 15 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 12 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) per una classe di resistenza $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,57 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 1,10 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0.57 \cdot f_{ck} = 6,80 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 0,73 \text{ MPa}$

Valori delle caratteristiche meccaniche del Calcestruzzo C25/30 con riferimento al D.M. 14.01.2008:

- Modulo di elasticità: $E = 31476 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 13115 \text{ MPa}$
- Peso specifico: $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Resistenza caratteristica cubica, determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) per una classe di resistenza $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0.57 \cdot f_{ck} = 14,16 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,19 \text{ MPa}$

Valori delle caratteristiche meccaniche del Calcestruzzo C40/50 con riferimento al D.M. 14.01.2008:

- Modulo di elasticità: $E = 35547 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 14811 \text{ MPa}$

- Peso specifico: $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Resistenza caratteristica cubica, determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato $R_{ck} = 50 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) per una classe di resistenza $\leq \text{C50/60}$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,50 \text{ MPa}$$
- Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 2,45 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0.57 \cdot f_{ck} = 22,80 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,63 \text{ MPa}$

3.2 Caratteristiche dell'acciaio in barre B450C di progetto

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la normativa ha introdotto l'utilizzo di una sola tipologia di acciaio nervato, l'acciaio del tipo B450, di cui si riportano le principali caratteristiche in Tab.8.

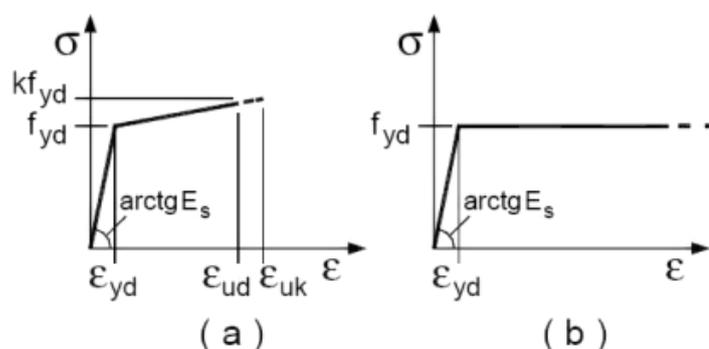
In particolare, le barre sono caratterizzate dal diametro φ della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7.85 kg dm^3 .

Gli acciai B450C (profilati a caldo) possono essere impiegati in barre di diametro φ compreso tra 6 e 40 mm. Per gli acciai B450A (profilati a freddo) il diametro φ delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm.

Controlli di accettazione in cantiere delle barre d'armatura

Essi devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in ragione di 3 spezzoni marchiati di uno stesso diametro. I valori di accettazione sono riportati in normativa.

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 adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Tab. 4 Caratteristiche dell'acciaio per cemento armato B450

B 450	
CARATTERISTICHE	REQUISITI
f_{yk} : tensione caratteristica di snervamento	$\geq f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2 (4589 \text{ kg/cm}^2)$
f_{tk} : tensione caratteristica di rottura	$\geq f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2 (5506 \text{ kg/cm}^2)$
f_{yd} : resistenza di calcolo	$= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 391 \text{ N/mm}^2 (3990 \text{ kg/cm}^2)$
$(f_t/f_y)_k$ [B450C]	$\begin{cases} \geq 1.15 \\ < 1.35 \end{cases}$
$(f_t/f_y)_k$ [B450A]	≥ 1.05
$(f_y/f_{y,nom})_k$	≤ 1.25
$(A_{gt})_k$: allungamento di rottura [B450C]	$\geq 7.5\%$
$(A_{gt})_k$: allungamento di rottura [B450A]	$\geq 2.5\%$

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Gli interventi in progetto sono ubicati nell'area orientale di Napoli, nello specifico lungo il litorale di San Giovanni a Teduccio (tavv. 2 e 3, allegato A).

Tale area ricade dal punto di vista cartografico nel foglio n° 183-4 ("Napoli-Isola d'Ischia") della Carta Geologica d'Italia in scala 1: 100.000 e al foglio n° 184, tavoletta I S.W. ("Napoli"), della topografia ufficiale italiana in scala 1: 25.000 (tavv. 1 e 2, in allegato A).

Dal punto di vista morfologico, essa si inserisce nell'ambito di un contesto attualmente molto urbanizzato, originariamente di piana alluvionale, posto non lontano dalle zone di recapito della cosiddetta "depressione del Sebeto", detta anche del Volla, la piana sita nell'area orientale di Napoli e compresa tra la "Conca di Neapolis" a Ovest, i rilievi delle colline orientali della città a Nord (Poggioreale, Capodichino), il Somma-Vesuvio a Est ed il mare a Sud (fig. 1)

Dal punto di vista geologico, l'importanza della piana è legata non solo al suo significato di basso morfologico e, quindi, di contenitore di formazioni vulcaniche e sedimentarie, ma anche principalmente alla sua origine strutturale. Infatti, essa si può definire una depressione di limitate dimensioni impostata su lineamenti tettonici trasversali rispetto all'Appennino (vedi figura in basso); i limiti tettonici trasversali, mascherati dalle coperture vulcaniche e, in parte, sedimentarie più recenti, sono collegati direttamente all'evoluzione vulcano-tettonica dell'area degli ultimi 30-35.000 anni.

Nella specifica area di riferimento sono particolarmente diffusi i prodotti, oltre che dell'attività vulcanica flegrea, anche della vicina struttura eruttiva del Somma-Vesuvio. Premesso che nell'ambito dei diversi litotipi legati all'attività flegrea, prevalenti nel resto del territorio cittadino, il Tufo Giallo Napoletano (T.G.N., 11.000 anni b.p.) costituisce il "bed-rock" del sottosuolo partenopeo.

Nell'area orientale di Napoli, nella valle del Sebeto, al di sopra del Tufo Giallo, dislocato e ribassato da faglie tettoniche (Bellucci, 1998), si rileva una successione di piroclastiti sciolte, costituite da pomice in matrice cineritica, intervallate da strati sabbiosi di ambiente litorale, legate alla deposizione dei prodotti delle eruzioni più recenti del Somma Vesuvio e, in minor misura, dei Campi Flegrei, o piroclastiti con scarsa coesione (tufi vesuviani semi-coerenti).

Lungo la fascia costiera, i prodotti piroclastici recenti di copertura del tufo risultano rimaneggiati in ambiente alluvionale, o si intercalano a sabbie e limi di ambiente deposizionale marino, a cui risultano a loro volta sovrapposti sensibili accumuli di detrito antropico; al di sotto del tufo si rileva ancora la presenza di sabbie marine (spessore dell'ordine di qualche metro), nonché di tufi antichi vesuviani.

Un quadro stratigrafico sintetico dell'area di riferimento si può ricondurre al seguente schema:

- 1. coperture di materiali di riporto antropico, eterogenei, e depositi rimaneggiati, costituiti da pezzame litico di varia natura, in matrice sabbiosa di origine piroclastica il più delle volte prevalente;*
- 2. ceneri e cineriti delle eruzioni vesuviane del 79 d.C. e di "Avellino" (spessore di circa 5-10 m), in eteropia di facies ad alluvioni recenti limo-sabbiose;*
- 3. "tufo vesuviano" sia in facies grigia, semilitoide, che gialla, litoide, per uno spessore totale variabile tra 25 e 40 m;*
- 4. sabbie e limi sabbiosi marini (spessore 5-10 m);*
- 5. modesti spessori della formazione del "Tufo Giallo Napoletano" (T.G.N.), in facies grigia, incoerente;*
- 6. tufi antichi vesuviani (spessore imprecisato).*

La falda è stata riscontrata ad una profondità di circa 9,0 m dal piano campagna.

Valutata la situazione stratigrafica e idrogeologica è da escludere che si verifichino fenomeni di liquefazione.

La forte edificazione dell'area rende il **territorio perfettamente stabile**.

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

C [depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con valori di Vs30 compresi tra 108 m/s e 360 m/s],

basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30).

Dalle prove in foro è emerso che le caratteristiche geomeccaniche dei depositi intercettati durante la perforazione (cfr. allegato C) fino a -10,0 metri risultano discrete e gradualmente crescenti con la profondità; infatti, in sostanza i termini sedimentari alluvionali restituiscono un valore di N_{spt} pari a 13 colpi, che classifica il litotipo in questione come mediamente addensato (cfr. tab. 2), mentre le proprietà geotecniche delle cineriti medio-fini sono ancora migliori (N_{spt} pari a 21 colpi).

In sintesi, pur nella tipica variabilità che contraddistingue i terreni di origine piroclastico-alluvionale che affiorano in Piana Campana (cfr. § 2), dai pochi dati disponibili possono essere individuati, per le profondità di interesse ai fini delle verifiche geotecniche (30 m), tre strati:

- *un primo strato (A), costituito da **alluvioni limo-sabbiose**, da poco a mediamente addensate, presente con spessore di circa 5-6 metri, dalle caratteristiche meccaniche discrete;*

- un secondo strato (B) di **cineriti da incoerenti a semi-coerenti ricche in pomici**, presente con un modesto spessore, di circa 4 metri, dalle caratteristiche meccaniche buone;
- un terzo strato (C) di **materiali a consistenza litoide**, dalle tipiche caratteristiche di una roccia tenera (tufo), con superficie di tetto posta a -11,00 metri dal piano di riferimento della perforazione S1;

	LITOTIPO A	LITOTIPO B	LITOTIPO C
Descrizione litologica	Suoli e alluvioni	Cineriti medio-fini con pomici	Tufo
Profondità	0,0-5,0 m dal p.r.	5,0-11,0 m dal p.r.	11,0-30,0 m dal p.r.
Nspt	10-12	20-30	>50
Peso di volume γ (g/cm ³) (Meyerhof)	1.6-1.8	1.7-1.9	/
Coesione c (KPa)	0-20	0-100	/
Angolo di attrito (°)	28-29	29-34	/

Tab. 4 – Modello aeoloaico-tecnico di sintesi del sito “Ottaviano” (fino a 30m) – via L. Volpicella (NA).

Considerando che i risultati geotecnico delle caratteristiche principali dei primi due strati sono poco differenti tra loro si prevede di modellare il terreno con soli due strati:

- Limo sabbiosi e cineriti fino a 11 m
- Materiale litoide oltre gli 11 m

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

Descrizione del terreno	Q _i	Q _f	C _m	Ad	Ps	K _z	K _o	Ø	C'	C _u	Ed	VEd
	[m]	[m]			[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Stratigrafie												
Terreni fondazioni dirette												
Limo sabbiosi e cineriti	0.00	11,00	-	-	18000	60	20	29	0	0	5	-
Tufo	11, 0	Indef.	-	-	16000	1000	100	45	0	0	250	-
Q _i =Quota iniziale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)												
Q _f =Quota finale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)												
C _m =Comportamento dello strato												
Ad=Addensamento dello strato												
Ps=Peso specifico del terreno												
K _z =Costante di sottofondo in verticale												
K _o =Costante di sottofondo orizzontale (media aritmetica fra le costanti lungo X e lungo Y)												
Ø=Angolo di attrito interno												
C'=Coesione efficace												
C _u =Coesione												
Ed=Modulo edometrico.												

Il valore delle caratteristiche geotecniche è stato desunto dai risultati delle prove eseguite considerando il valore medio di ogni strato di terreno, così come modellato, interessato dal volume significativo della fondazione

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

5.1 Carico statico accidentale

I carichi considerati sull'impalcato di calpestio sono quelli legati ai veicoli ferroviari che vi transitano superiormente.

Come carico massimo è stato considerato il seguente schema:

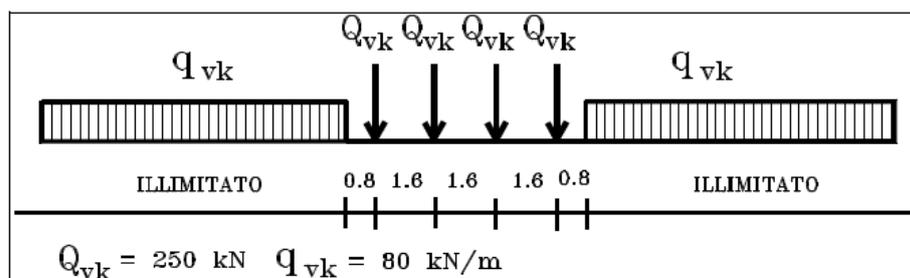


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Per il piano di copertura considerando che il carico da neve è pari a 0,6 kN/mq.

5.2 Carico statico fisso e permanente

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive considerando i pesi propri dei materiali che compongono la struttura ed i rivestimenti.

Sono stati considerati i seguenti valori unitari:

- calcestruzzo armato normale = 25 kN/m³
- scarpata = 18 kN/m³

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e	SI

<p> nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base</p>	
<p> Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti</p>	SI
<p> Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento</p>	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

Le strutture costituenti il pozzetto di arrivo e la camera di spinta sono pertanto:

- REGOLARE in pianta
- REGOLARE in altezza

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **BASSA**.

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per le strutture del **pozzetto di arrivo e della camera di spinta** sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **3,30**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **3,30**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

- tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A pareti, miste equivalenti a pareti**
- tipologia strutturale: **altre strutture a pareti non accoppiate**
- $\alpha_u/\alpha_1, X$: **1.1**
- $\alpha_u/\alpha_1, Y$: **1.1**
- fattore di riduzione q_0 (kw): **1.00**
- regolarità in pianta: **REGOLARE**
- regolarità in altezza: **REGOLARE**

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del § 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

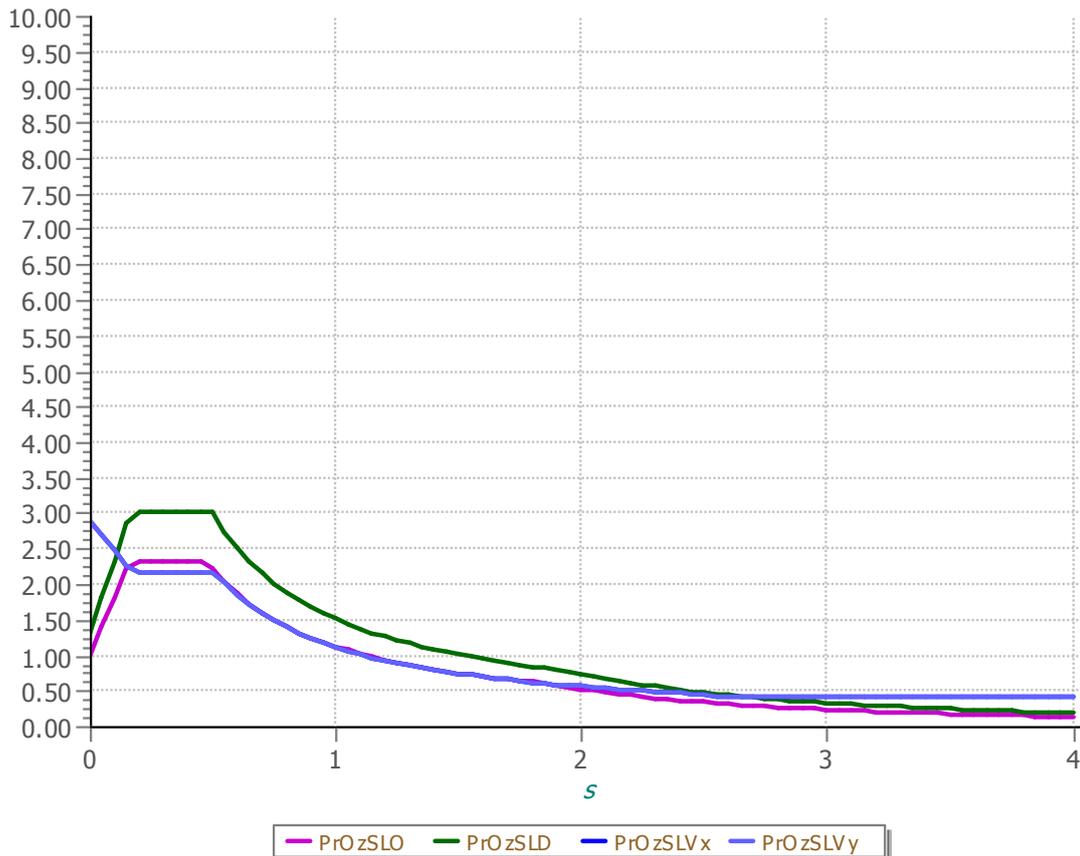
N.B: Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei § 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD" B "	CD" A "
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Gli spettri utilizzati sono riportati nelle successive figure.

SPETTRI di RISPOSTA di ACCELERAZIONE



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
 ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
 β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T1 \geq TC \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot TC/T1 && \text{se } T1 < TC \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

6.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 128 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

combinazione frequente $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

combinazione quasi permanente $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

dove:

- G_{Kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (5) e "Rara" (5).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	26.00a
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

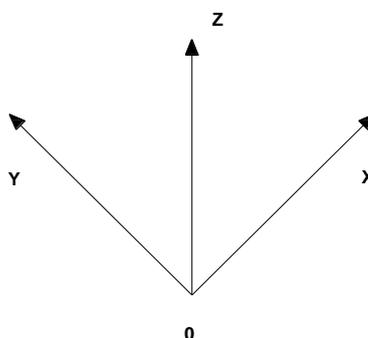
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

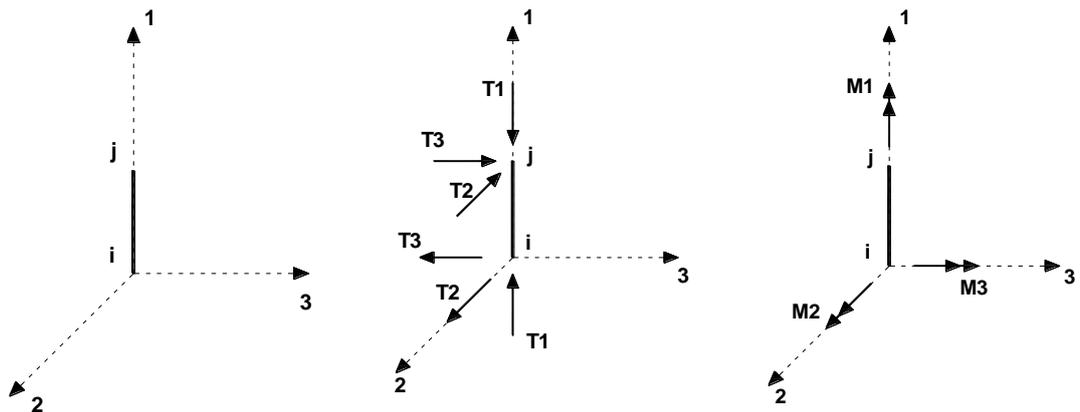
8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

8.3.2 Riferimento locale per pareti



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

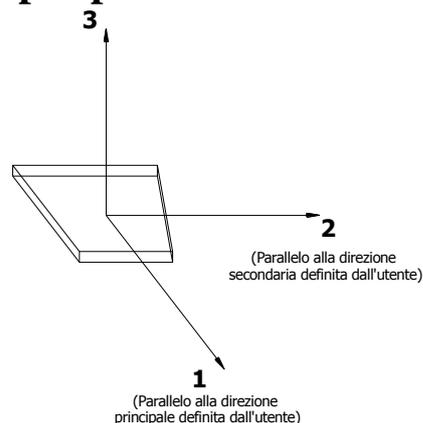
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T2 e T3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M2 e M3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.3.3 Riferimento locale per platee e solette



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

8.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Dalle illustrazioni presenti negli allegati di calcolo si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Il vincolo offerto dai plinti è del tipo incastro cedevole con rigidezze traslazionali in direzione X,Y,Z e rotazionali in X, Y e Z. Il calcolo di tali rigidezze è effettuato per plinti diretti in funzione delle costanti di sottofondo del terreno, mentre per i plinti su pali la rigidezza complessiva è funzione delle rigidezze calcolate per i singoli pali.

8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.5.1 Verifiche di Resistenza

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

8.5.2 Gerarchia delle Resistenze

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al § 7.4.4 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD "A", ad 1,00 per strutture in CD "B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del § 7.4.4.1.2.2.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD "A" e 1,1 per CD "B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.1.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.2.

- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.3.1.

- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel § 7.4.4.5.1. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.5.2.

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al § 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- per le strutture progettate sia in CD"A" che in CD"B" il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 è associata al concomitante valore del momento flettente e del taglio ottenuto amplificando le azioni trasferite dagli elementi soprastanti con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei tabulati di calcolo.

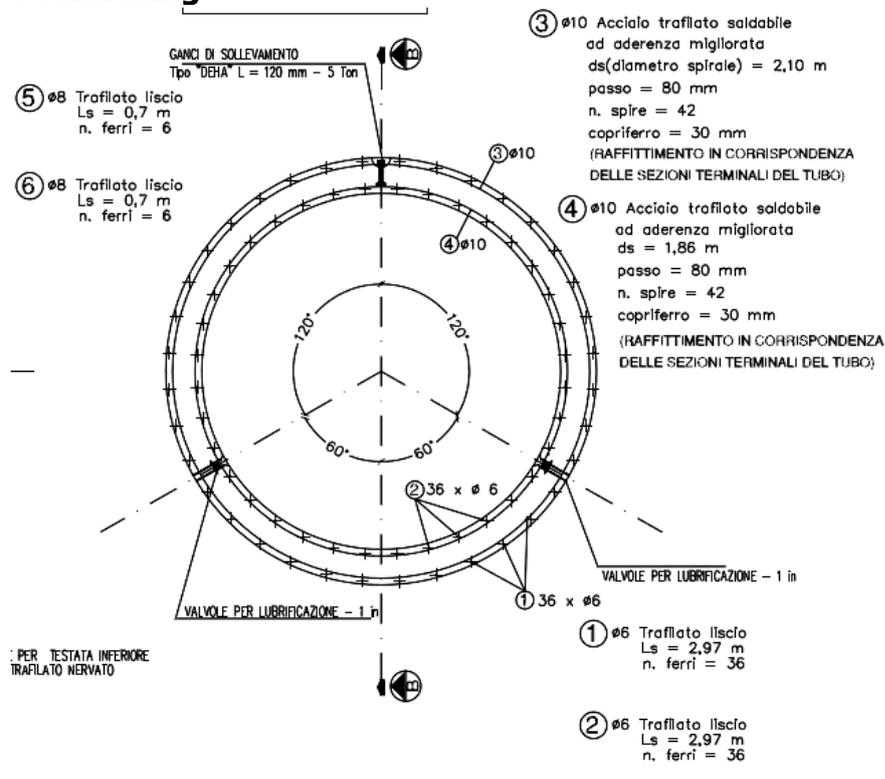
9 - DIMENSIONAMENTO E CALCOLO DEL MICROTUNNELLING

Oggetto della presente relazione è la verifica statica di una tubazione circolare in conglomerato cementizio armato, posta in opera a spinta con metodologia del microtunnelling. Il tubo è fabbricato in stabilimento con il metodo della vibro compressione. La tubazione, del diametro interno da 1400 mm e del diametro esterno da 1720 mm, è realizzata con calcestruzzo di classe C40/50 e resistenza caratteristica a compressione di 50 MPa, idoneo a sostenere i carichi assiali durante la fase di posa in opera.

Al fine di garantire la rispondenza tra le ipotesi e la situazione reale è necessario l'assoluto rispetto delle tolleranze geometriche, con particolare riguardo al parallelismo tra le facce della tubazione.

La determinazione delle sollecitazioni trasversali agenti sulla tubazione viene eseguita seguendo il criterio di calcolo contenuto nel D.M. 2445/71, mentre il calcolo della spinta assiale ammissibile viene eseguito secondo la norma EN 1916.

Sezione Micro tunnelling



9.1 - Criteri di calcolo e di verifica

Sulla base dei parametri geometrici (*diametro tubazione e profondità di interramento*) e sulla base dei parametri geomeccanici vengono calcolate le sollecitazioni totali agenti sulla tubazione. Il calcolo di M ed N viene condotto nelle tre sezioni significative della tubazione: chiave, spalle e base. Viene poi eseguita la verifica di resistenza con il metodo delle tensioni ammissibili.

9.2 - La tubazione

Trattasi di una tubazione realizzata in conglomerato cementizio armato realizzata in stabilimento con il metodo a vibrazione. Le tolleranze costruttive minime sono quelle indicata dalla norma ATV A125. Il rispetto di questa norma è condizione necessaria sia per un corretto utilizzo durante la fase di posa, che per il rispetto delle ipotesi di calcolo della presente relazione.

Le caratteristiche geometriche della tubazione sono:

- Diametro interno D_i = 1400 mm
- Diametro esterno D_e = 1720 mm
- Spessore s = 160 mm
- Lunghezza tubazione L = 31m

La gabbia di armatura è costituita da una doppia spirale e da barre longitudinali aventi le seguenti caratteristiche:

- spirale esterna $\phi=12\text{mm}$, passo 85mm
- spirale interna $\phi=12\text{mm}$, passo 60mm
- barre longitudinali esterne $\phi=8\text{mm}$, n. 36
- barre longitudinali interne $\phi=8\text{mm}$, n. 36
- copriferro esterno $ce=2,5\text{cm}$
- copriferro interno $ci=2,5\text{cm}$.

La costruzione della tubazione sarà in accordo alla DIN4035, con la condizione aggiuntiva prevista dalla ATV A161 del paragrafo 7.3, e cioè che:

- la distanza tra le barre longitudinali non deve essere superiore a 333mm; nel caso in esame $d = (2400-60) \cdot \pi / 36 = 204\text{mm}$;

Il giunto è costituito da un manicotto in acciaio 200*8 dotato di zanche e di un profilo a L saldato per tutto lo sviluppo. La tenuta idraulica è garantita da una guarnizione in elastomero con sezione a freccia e conforme alla norma DIN4060.

9.4 Verifica ai carichi assiali (UNI – EN 1916/2004)

Le tubazioni per micro/minitunnel devono essere verificate oltre che per i carichi esterni del terreno sovrastante e di eventuali sovraccarichi, anche per la spinta assiale cui sono soggette durante la fase di installazione a spinta.

La forza di spinta viene applicata mediante i martinetti di spinta tramite una piastra di distribuzione del carico. Gli sforzi di compressione si trasferiscono normalmente da un tubo all'altro mediante anelli in legno per la distribuzione del carico.

Solo nella situazione ideale gli assi di due tubi adiacenti sono perfettamente allineati e le tensioni sono uniformemente distribuite.

Nella realtà, anche per tratti rettilinei, sia per le continue correzioni di guida che per la non perfetta ortogonalità delle facce, si genera una eccentricità della forza assiale CHE RIDUCE LA MASSIMA FORZA DI SPINTA TRASMISSIBILE.

Il metodo di calcolo della forza di spinta ammissibile in accordo alla EN1916 è applicabile ai tubi spinti in calcestruzzo armato, sia con fibre che con barre di armatura. Per questo scopo viene impiegato un diagramma sforzi deformazioni non lineare che consente di determinare la distribuzione delle deformazioni e degli sforzi in modo accurato. Come conseguenza di ciò il metodo di calcolo fornisce valori ammissibili superiori a quelli calcolati secondo ATVA161.

La massima forza di spinta teorica è determinata nell'ipotesi di tensione uniforme (assenza di deviazione angolare, facce della tubazioni ortogonali all'asse) e assumendo un valore di calcolo della tensione di compressione del calcestruzzo (f_{cd}) di $0,4 \cdot f_{ck}$. La regione della faccia soggetta a compressione (superficie di trasferimento della pressione) deve essere calcolata in corrispondenza del ridotto spessore in corrispondenza del giunto.

$$F_{jmax} = 0,6 \cdot f_{ck} \cdot A_c \quad (F_j \leq F_{jmax})$$

Dove:

A_c = superficie di trasferimento della pressione (m²)

$$A_c = (d_e^2 - d_i^2) \cdot \pi / 4$$

d_e = diametro esterno in corrispondenza del giunto maschio

d_i = diametro interno in corrispondenza del giunto maschio

F_{oj} = forza di spinta per giunto aperto

F_{cj} = forza di spinta limite per giunto non aperto

F_{jmax} = massima forza di spinta teorica per giunto uniformemente compresso

f_{ck} = resistenza a compressione caratteristica cilindrica

Vengono analizzate due situazioni:

1) Situazione di "closed joint".

In questo caso non c'è apertura del giunto, ogni deviazione angolare è assorbita dall'anello in legno; il giunto non è aperto e gli sforzi di compressione sono trasmessi attraverso tutta la superficie del giunto. La massima forza di spinta, per giunti non aperti, viene calcolata come segue:

$$F_{cj} = 0,5 \cdot F_{jmax} = 0,3 \cdot f_{ck} \cdot A_c$$

2) Situazione di "open joint"

Nella situazione di giunto aperto ("open joint") due tubi adiacenti hanno il giunto aperto; la massima forza di spinta viene calcolata come segue:

$$F_{oj} = e * F_{cj} = e * 0,3 * f_{ck} * A_c, \text{ con } e < 1$$

I valori di e si calcolano con la seguente formula:

$$e = e' / (\pi * (1 - \xi^2) * z/De)$$

dove, indicando gli angoli in radianti:

$$\xi = D_i/De,$$

$$e' = \eta * (\cos^{-1}(-\eta) - \xi^2 * \cos^{-1}(-\eta/\lambda)) + 0,3 * ((2 + \eta^2) * \nu * (1 - \eta^2) - (2\xi^2 + \eta^2) * \nu * (\lambda^2 - \eta^2))$$

$$\eta = 2 * (z/De) - 1$$

$$\lambda = \xi \text{ se } \xi \geq \eta$$

$$\lambda = \eta \text{ se } \xi < \eta$$

Nel caso di giunto aperto ("open joint") la spinta massima ammissibile diminuisce in funzione del rapporto z/De . Quindi nel caso di elevate correzioni di guida si hanno aperture dei giunti e quindi bassi valori di z/De , elevate deviazioni angolari e quindi ridotte spinte massime ammissibili. Sarà cura dell'impresa specializzata di posa in opera delle tubazioni determinare la distanza tra le stazioni intermedie in funzione sia degli attriti che delle massime deviazioni angolari previste (geologia, tipo di sistema di guida).

9.5 - Tabulati di calcolo microtunnelling

Il calcolo delle sollecitazioni esterne viene eseguito secondo le regole della scienza delle costruzioni e secondo quanto previsto da D.M. 2445 del 23.02.71 di cui al paragrafo 4.4 e nel D.M. del 14 gennaio 2008 e s.m.i.

a) Peso proprio per metro di tubazione

- Diametro esterno 1,72 m
- Diametro interno 1,40 m
- Spessore 0,16 m
- Peso specifico c.a. 25,0 kN/mc

Peso tubazione 19,59 kN/m

b) Carico ripartito superiore, corrispondente al peso del terrapieno sovrastante la tubazione e al carico mobile transitante sui binari. Tale carico è valutato, per ferrovie a doppio binario pari a:

- Peso terreno = $H * \gamma_{\text{terreno}}$ = 36,0 kN/mq
- Carico Mobile = 15,6 kN/mq

Il carico ripartito superiormente alla tubazione è pari complessivamente a 51,6 kN/mq

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

$$K = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2) = \mathbf{0,31}$$

$$\phi = \mathbf{32^\circ}$$

$$45 - \phi/2 = \mathbf{29^\circ}$$

$$45 - \phi/2 = \mathbf{0,51 \text{ rad}}$$

$$p = 11.119,64 \quad \text{kg/m}^2$$

$$q = p * K = \mathbf{3.416,60} \quad \text{kg/m}^2$$

d) **Carico triangolare laterale**, corrispondente alla parte triangolare del diagramma di spinta

$$z = D_e * g_t * K = \mathbf{1.194,62} \quad \text{kg/m}^2$$

$$D_e = 2,160 \text{ m}$$

$$g_{\text{terreno}} = 1.800,00 \quad \text{kg/m}^3$$

$$K = 0,31$$

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

$Q_1 = p * D_e =$	24.018,42	kg/m	carichi terreno e mobili
$Q_2 =$	2.799,16	kg/m	peso proprio tubazione
$Q_3 =$	2.544,69	kg/m	peso acqua interna
$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 =$	29.362,27	kg/m	Somma dei carichi

f) **Pressione esterna dell'acqua**

in aggiunta a quanto previsto dal D.M. si dovrà tenere conto della pressione esercitata dall'acqua. In questo caso facendo riferimento alla norma ATV a 161 al paragrafo 6.2.7 si hanno i seguenti parametri:

pe= pressione esterna dell'acqua sulla estradosso superiore

ri= raggio interno

re= raggio esterno

$$c = \frac{1}{2} \cdot \frac{(r_i \cdot r_e)}{(r_e^2 - r_i^2)} \cdot \ln(R_e/R_i)$$

$$p_e = 4,65 \text{ kg/m}^2$$

$$r_e = 0,970 \text{ m}$$

$$r_i = 0,800 \text{ m}$$

$$c = 0,003259761$$

FORMULE PER IL CALCOLO DEI TUBI DI PROTEZIONE INTERIATI - D.M.2445/71

	A		B		C		D		E		F		A+B+C+D+E+F
	peso propria		carico rip. superiore		carico rip. laterale		carico triangolare laterale		reazione radiale costante		pressione esterna acqua		
sezione vert. superiore	M = +0,5 "N" * "r" ²	221 kg/mm	M = +0,25641 "p" * "r" ²	3.253 kg/mm	M = -0,25 "q" * "r" ²	837 kg/mm	M = -0,30417 "z" * "r" ²	-322 kg/mm	M = -0,0073038 "Q" * "r"	212 kg/mm	M = "pe" * "r" / "s"	-0,51 kg/mm	2.512
sezione vert. inferiore	M = -0,5 "N" * "r" ²	-223 kg/mm	M = -0,10510 "p" * "r"	1.168 kg/mm	N = + "q" * "r"	3.352 kg/mm	N = +0,31250 "z" * "r"	375 kg/mm	N = +0,014817 "Q"	438 kg/mm	N = "pe" * "r" / "s"	5,52 kg/mm	2.021
sezione orizz. mediana	M = -0,570380 "N" * "r" ²	-202 kg/mm	M = -0,20665 "p" * "r" ²	3.342 kg/mm	M = +0,25 "q" * "r" ²	837 kg/mm	M = +0,125 "z" * "r" ²	169 kg/mm	M = +0,0075118 "Q" * "r"	218 kg/mm	M = "pe" * "r" / "s"	-0,01 kg/mm	2.192
sezione orizz. superiore	M = +1,670397 "N" * "r" ²	700 kg/mm	N = - "p" * "r"	11.058 kg/mm	N = 0	-	N = 0	-	N = 0	-	N = "pe" * "r" / "s"	5,08 kg/mm	11.713
sezione orizz. inferiore	M = +1,5 "N" * "r" ²	652 kg/mm	M = +0,58721 "p" * "r" ²	6.400 kg/mm	M = -0,25 "q" * "r" ²	837 kg/mm	M = -0,14583 "z" * "r" ²	-175 kg/mm	M = -0,1165 "Q" * "r"	-3.246 kg/mm	M = "pe" * "r" / "s"	-0,01 kg/mm	2.938
sezione orizz. mediana	M = +0,5 "N" * "r" ²	223 kg/mm	M = +0,10510 "p" * "r"	1.168 kg/mm	N = + "q" * "r"	3.352 kg/mm	N = +0,68700 "z" * "r"	813 kg/mm	N = +0,11918 "Q"	3.459 kg/mm	N = "pe" * "r" / "s"	5,08 kg/mm	9.095

M= momento laterale - >0 se tende le fibre interne
N= sforzo assiale (kg/mm) - >0 se di compressione

p= carico unit. Rip., dovuta ai carichi mobili ed al peso della massiccata
q= pressione uniforme dovuta alle spalle orizzontali
z= pressione variabile dovuta alle spalle orizzontali
r= raggio medio della tubazione

s = spessore della tubazione
sf = peso specifico della tubazione

0,18 m
2.000,00 kg/m³

11119,64026 kg/m²
3416,004262 kg/m²
1194,021 kg/m²
0,68 m

11,119/84 C= reazione radiale costante
3,416/90
1,194/02

29.352,27 kg/m
2.000,00 kg/m³

VERIFICHE TENSIONI AMMISSIBILI

<i>Diametro spirale esterna (mm)</i>	12	12	12
<i>passo spirale esterna (mm)</i>	85	85	85
<i>coprifermo esterno (mm)</i>	25	25	25
<i>Diametro spirale interna (mm)</i>	12	12	12
<i>passo spirale interna (mm)</i>	60	60	60
<i>coprifermo interno (mm)</i>	25	25	25
<i>longitudinali interni (n°/diam.)</i>	36	8	
<i>longitudinali esterni (n°/diam.)</i>	36	8	

	sez.vert. superiore	sez.orizz. Mediana	sez. vert. Inferiore
M(kg*m/m)>0 fibre interne	2.312,16	2.392,31	2.807,77
N(kg)>0 compressione	2.801,36	11.713,26	9.090,10
e=M/N(cm)	82,54	20,42	30,89

Sezione in c.a.

base, b=(cm)	100	100	100
altezza a=(cm)	18	18	18

Tensioni

$\sigma_{cls} =$ (kg/cm ²)	46,26	51,89	57,89
$\sigma_{acc. est.} =$ (kg/cm ²)	361,89	984,90	489,25
$\sigma_{acc. int.} =$ (kg/cm ²)	901,86	411,44	953,50

$\sigma_{cls, max} =$ (kg/cm ²)	57,89	< tens.amm.	147,5kg/cm ²
$\sigma_{acc. est., max} =$ (kg/cm ²)	984,90	< tens.amm.	1.000 kg/cm ²
$\sigma_{acc. int., max} =$ (kg/cm ²)	953,50	< tens.amm.	1.000 kg/cm ²

DETERMINAZIONE DELLA FORZA DI SPINTA AMMISSIBILE

A) GIUNTO CHIUSO ("CLOSED JOINT")

- Diametro esterno tubo 1720 mm
- Diametro interno tubo 1400 mm
- Diametro esterno minimo giunto 1800 mm
- Diametro interno massimo giunto 1720 mm
- Area di contatto 185688 mm²

- Resistenza caratteristica cilindrica 40 MPa

Spinta massima ammissibile nel caso di giunto chiuso 4.456 kN

B) GIUNTO APERTO ("OPEN JOINT")

CALCOLO DELLA FORZA DI SPINTA AMMISSIBILE IN FUNZIONE DI "Z".

$$F_0 = F_{c0} \cdot e \quad e < 1$$

$$e = e' / (\pi \cdot (1 - x^2)) \cdot z / D_e$$

dove, indicando gli angoli in radianti

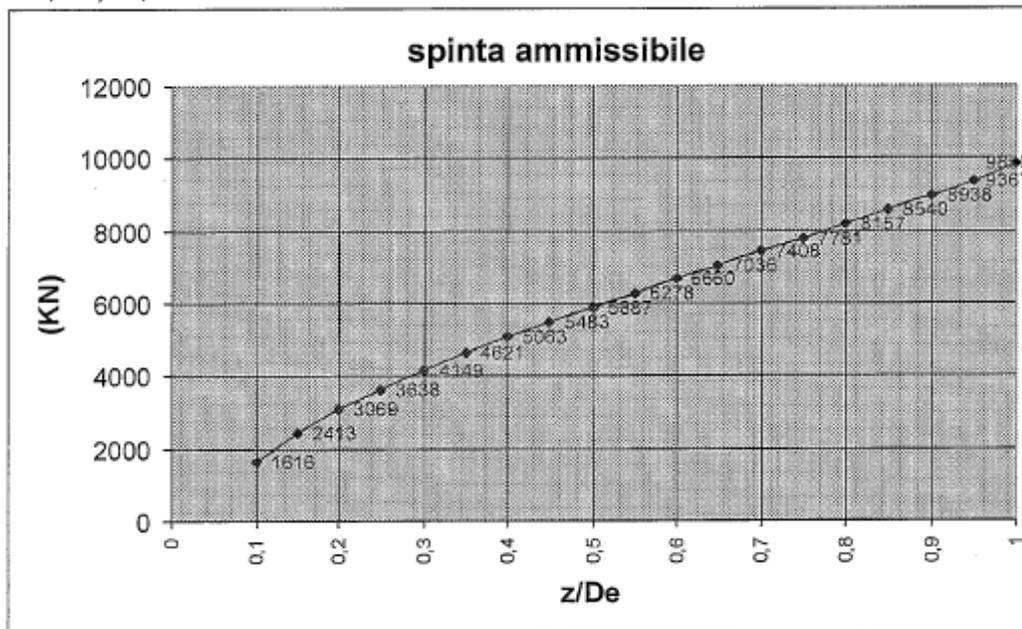
$$x = d_i / d_e,$$

$$e' = h \cdot (\cos^{-1}(-h) - x^2 \cdot \cos^{-1}(-h/l)) + ((2+h^2) \cdot v(1-h^2))/3$$

$$\eta = 2 \cdot (z / D_e) - 1$$

$$\lambda = \xi \text{ se } \xi \geq \eta / l$$

$$\lambda = \eta / l \text{ se } \xi < \eta / l$$



13 - CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura hanno dato esito positivo per l'opera di progetto, pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 14 Gennaio 2008.

Si rilascia per gli usi consentiti dalla legge.

Il Tecnico
Ing. Fabio Mastellone di Castelvetero