

Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



CODICE
COMMESSA

B 3 2

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

b

PROGRESSIVO
ELABORATO

0 0 1

CATEGORIA
OPERA

I T

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 1

SCALA

===

IMPIANTO MOBILE DI RIFORNIMENTO IDROGENO Progetto Definitivo

RELAZIONE TECNICA OPERE CIVILI E CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1	DIC - 2022	MODIFICHE A SEGUITO DI RAPPORTO TECNICO DI VERIFICA		
	0	NOV - 2022	PRIMA EMISSIONE		

FERROVIENORD

APPALTATORE



Progettista



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
D'ANGELO	MUZZI	CIUFOLOTTI	02/12/2022
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.
10-RC-E-3006			
Formato A4			
Foglio 1 di 24			

SOMMARIO

1	GENERALE.....	3
1.1	Introduzione	3
1.2	Scopo del documento.....	4
1.3	Documenti di riferimento.....	5
1.4	Normativa di riferimento.....	6
2	CLASSE DI ESPOSIZIONE E DURABILITÀ	7
2.1	Classe di esposizione	7
2.2	Stati limite di fessurazione	9
3	MATERIALI	10
3.1	Conglomerato per cemento armato	10
3.2	Magrone di pulizia, livellamento e riempimento.....	10
3.3	Acciaio per cemento armato	10
4	MODELLO GEOTECNICO	11
5	MODELLAZIONE SISMICA	11
5.1	Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	11
5.2	Parametri sismici.....	12
6	CONSIDERAZIONI AI SENSI DEL CAP.10.2 DELLE NTC 2018	14
6.1	Tipo di analisi svolta	14
	Tipo di analisi e motivazione	14
	Metodo di risoluzione della struttura	14
	Metodo di verifica sezionale.....	15
	Combinazioni di carico adottate	15
	Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico	15
6.2	Origine e caratteristiche del codice di calcolo	16
	Affidabilità del codice utilizzato.....	16
6.3	Validazione dei codici	16
6.4	Informazioni sull'elaborazione.....	16
6.5	Giudizio motivato di accettabilità	16
7	METODO DI CALCOLO	17
7.1	Metodologia di calcolo	17
7.2	Valutazione della sicurezza.....	17
7.3	Azioni sulle costruzioni	18
7.4	Combinazione delle azioni	18

7.5	Azioni nelle verifiche agli stati limite.....	20
7.6	Resistenze.....	22
7.7	Analisi dei carichi.....	23
7.8	Cunicolo prefabbricato.....	23

1 GENERALE

1.1 Introduzione

L'impianto di distribuzione idrogeno offerto da SAPIO al Gruppo FNM è costituito da un sistema integrato che prevede l'impiego di carri bombolai ad alta pressione. Tale soluzione permette il rifornimento dei convogli mediante il cosiddetto meccanismo "a cascata" evitando la necessità di sistemi di compressione e di stoccaggi fissi ad alta pressione.

La configurazione impiantistica proposta è stata pensata ottimizzando la quantità delle apparecchiature necessarie, allo scopo di ottenere la massima semplicità dell'operazione di rifornimento e la riduzione delle aree occupate dall'impianto.

La soluzione tecnologica proposta prevede l'installazione delle seguenti apparecchiature:

1. Tubazioni H2 di interconnessione (rigide e flessibili) tra Carro Bombolaio ad alta pressione ed unità di erogazione (dispenser) per il convogliamento dell'idrogeno;
2. Tubazioni azoto (rigide e flessibili) per il convogliamento dell'azoto strumenti verso il carro bombolaio per la gestione delle valvole pneumatiche a bordo dello stesso;
3. Unità di erogazione (dispenser), dotato di sistemi pneumatici, di tutti gli strumenti e le logiche di controllo necessarie allo svolgimento del rifornimento, e del tubo flessibile per il collegamento al convoglio.

L'impianto di Distribuzione sarà alimentato da un carro bombolaio ad alta pressione.

Al fine di migliorare ulteriormente le performance dell'intero sistema di distribuzione e di ottimizzare l'impatto della logistica sull'intero progetto, potranno essere in futuro valutate soluzioni logistiche tramite Carri Bombolai a maggior pressione di riempimento, anche superiore ai 500 barg, qualora ciò sia permesso dalla normativa tempo per tempo vigente.

L'intero Impianto di Distribuzione può essere rappresentato con il seguente schema a blocchi (Figura 1), che riporta anche le linee di interconnessione tra le sue diverse componenti:

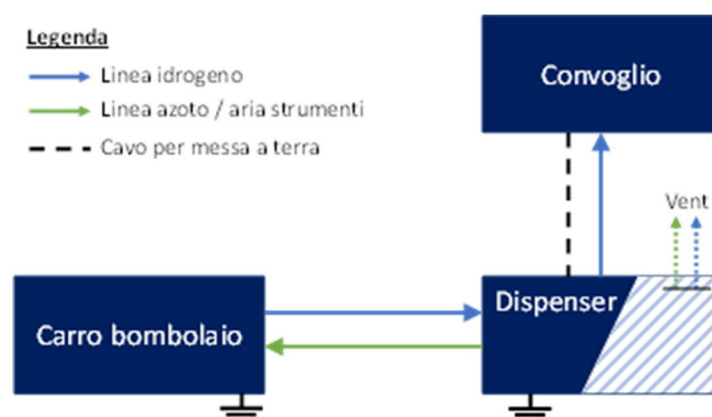


Figura 1: rappresentazione semplificata ed indicativa della soluzione descritta

Il sistema di rifornimento idrogeno verrà collocato all'interno del deposito ferroviario posto a Rovato (BS) e sarà sviluppato in accordo ai vincoli di sicurezza, accessibilità, percorribilità (raggi di curvatura mezzi) e manutenibilità delle apparecchiature in esso contenute.

Di seguito si riporta la planimetria generale dell'area oggetto di intervento.

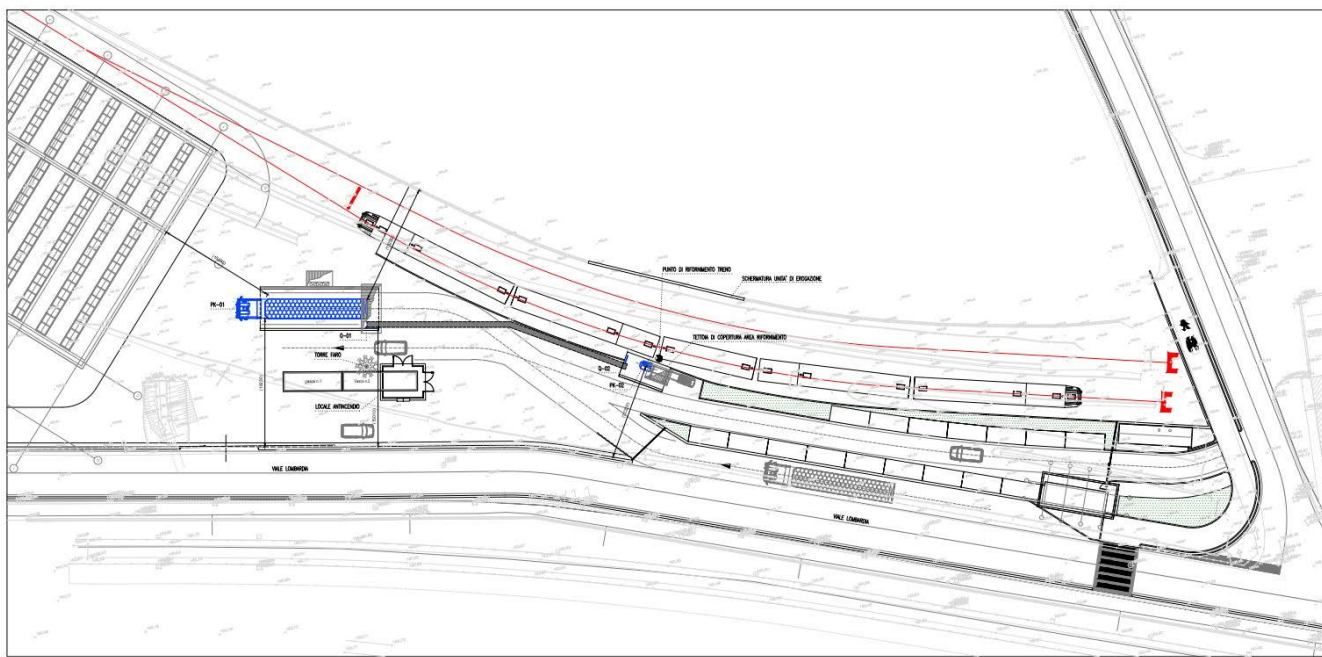


Figura 2: Planimetria generale del Sistema di rifornimento idrogeno

1.2 Scopo del documento

Scopo del presente documento è specificare la tecnica delle opere civili (fondazione e schermature carro bombaio, fondazione e schermatura unità di erogazione, copertura unità di erogazione, schermatura unità di erogazione e basamento paline detector) e la metodologia dei calcoli preliminari delle strutture da utilizzare all'interno del progetto: "Sistema di rifornimento idrogeno mobile per convogli ferroviari presso il deposito ferroviario di Rovato (BS)".

1.3 Documenti di riferimento

/1 B-32-D-d-001-IT	PLANIMETRIA GENERALE
/2 B-32-D-d-002-IT	PLANIMETRIA OPERE CIVILI
/3 B-32-D-d-003-IT	FONDAZIONE E SCHERMATURA UNITA' DI EROGAZIONE – CASSERI E ARMATURE
/4 B-32-D-d-004-IT	FONDAZIONE E SCHERMATURE CARRO BOMBOLAIO – CASSERI E ARMATURE
/5 B-32-D-d-005-IT	BASAMENTO PALINE DETECTOR – CASSERI E ARMATURE
/6 B-32-D-d-006-IT	COPERTURA UNITA' DI EROGAZIONE – STRUTTURA IN ACCIAIO
/7 B-32-D-d-010-IT	SCHERMATURA UNITA' DI EROGAZIONE – CASSERI ED ARMATURE

1.4 Normativa di riferimento

/8/	Legge 5/11/1971 n.1086	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e a struttura metallica.
/9/	Legge 2/02/1974 n. 64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
/10/	D.P.R. 6/06/2001 n.380	Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia e s.m.e.i.
/11/	D.M. 17/01/2018	Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 17/01/2018
/12/	Circolare 21/01/2019	Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/18.

2 CLASSE DI ESPOSIZIONE E DURABILITÀ

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare 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.

In fase di progetto la prescrizione, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego, deve fissare le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (composizione e resistenza meccanica), i valori del copriferro e le regole di maturazione.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si potrà fare utile 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 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

2.1 Classe di esposizione

L'opera in oggetto è completamente interrata. Il calcestruzzo è un calcestruzzo armato ordinario, calcestruzzo di molte fondazioni.

Secondo le indicazioni contenute nella Tabella seguente (riportate da UNI EN 206-1:2016), l'opera è classificabile in ambiente XC2-XC3 per l'aggressione dovuta alla carbonatazione.

Tabella 2-1 – Classi di esposizione

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
XC0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: ambiente molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo che contiene armatura o altri inserti metallici sia esposto all'aria ed all'umidità, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XC1	Permanentemente secco, acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa. Calcestruzzo permanentemente immerso in acqua o esposto a condensa.
XC2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Calcestruzzo di strutture di contenimento acqua. Calcestruzzo di molte fondazioni.
XC3	Moderata o alta umidità dell'aria	Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette a alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.

Con riferimento alla classe di esposizione definita, la condizione ambientale ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche ricade tra le condizioni ordinarie come riportato nella tabella seguente (tabella 4.1.III del D.M. 17/01/2018).

Tabella 2-2 – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le prescrizioni per ottenere un calcestruzzo durevole sono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 2-3 – Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Classi di esposizione																		Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo										
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti													
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3				
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,45				
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	32/40	35/45				
Minimo contenuto in cemento (kg/m³) ^{d)}	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360				
Contenuto minimo in aria (%)												b)	4,0 ^{d)}									
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{c)}						

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390-9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con $D_{\text{opp}} > 20\text{mm}$; per D_{opp} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{opp} tra 12 mm e 16 mm).

b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.

c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.

d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

Nel caso in esame, il calcestruzzo per la struttura gettata in opera dovrà essere confezionato utilizzando i seguenti materiali e dosaggi:

- Rapporto massimo a/c 0,50
- Classe di resistenza minima del calcestruzzo C30/37
- Contenuto minimo di cemento 320 kg/m^3

NOTA. I valori per il rapporto massimo acqua/cemento, il contenuto minimo in cemento e la classe minima di resistenza si applicano a tutte le classi di esposizione. Tali valori non devono essere considerati come un progetto di miscela, ma limiti che devono essere soddisfatti contemporaneamente ed indipendentemente gli uni dagli altri.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella seguente:

Tabella 2-4 – Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore. I valori inoltre si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni.

Per l'opera in oggetto, la cui classe di esposizione richiede un calcestruzzo di resistenza caratteristica minima $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$, si raccomanda un copriferro minimo di 25 mm. Per assicurare il valore minimo indicato, il costruttore dovrà adottare un copriferro nominale maggiore di almeno 5 mm del valore minimo prescritto:

- Copriferro minimo da adottare 40 mm

2.2 Stati limite di fessurazione

Con riferimento alle esigenze sopra riportate e secondo quanto specificato nel D.M. 17/01/2018 al § 4.1.2.2.4.4 e seguenti, i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione per armature poco sensibili (gruppo a cui appartengono gli acciai ordinari) sono riassunti nella tabella seguente (tabella 4.1.IV del D.M. 17/01/2018).

w_1 , w_2 , w_3 sono definiti secondo quanto segue:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Tabella 2-5 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

L'opera è progettata per condizioni ambientali ordinarie, allo stato limite formazione delle fessure. Pertanto il valore limite di apertura delle fessure risulta:

- Combinazione frequente $w_3 = 0,4 \text{ mm}$
- Combinazione quasi permanente $w_2 = 0,3 \text{ mm}$

3 MATERIALI

Nell'esecuzione dell'opera è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

3.1 Conglomerato per cemento armato

Calcestruzzo per strutture di fondazione ed elevazione C30/37

- Peso specifico $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 30,71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,06 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza del materiale $\gamma_c = 1,5$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c = 17,40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1,37 \text{ N/mm}^2$

3.2 Magrone di pulizia, livellamento e riempimento

Magrone di pulizia e livellamento C12/15

3.3 Acciaio per cemento armato

Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C

- Peso specifico $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza del materiale $\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$

4 MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico si basa sulla Relazione geologica doc. B32Eb001IG.

5 MODELLAZIONE SISMICA

5.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La struttura in esame, secondo quanto riportato in nella tabella seguente (Tabella 2.4.I del D.M. 17/01/2018), ricade tra costruzioni con livelli di prestazioni ordinari:

Tabella 5-1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzione

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U riportato riportati nella tabella seguente (tabella 2.4.II del D.M. 17/01/2018):

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tabella 5-2 – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Vita nominale	$V_N \geq 100$ anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso	$C_U = 2,0$
Periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R = 200$ anni

5.2 Parametri sismici

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella seguente (Tabella 3.2.I del D.M. 17/01/2018):

Tabella 5-3 – Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Il parametro di velocità $V_{s,30}$ è ricavato dalla Relazione geologica doc. B32Eb001IG.

Tabella 5-4 – Categorie di sottosuolo

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Secondo quanto proposto nell'approccio semplificato, tabella precedente (Tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018), il sito sarebbe da ascrivere alla categoria di sottosuolo di tipo B. Tale categoria appare sostanzialmente adeguata alla situazione in esame e in grado di fornire un sufficiente livello di protezione sismica in relazione alla pericolosità del sito.

L'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido viene stabilita a livello nazionale da una griglia geografica di punti prefissata alla quale corrispondono determinati valori a_g e di parametri spettrali per la ricostruzione dello spettro di risposta.

In conformità all'approccio semplificato proposto nel § 3.2 D.M. 17/01/2018, l'azione sismica di progetto è calcolata direttamente dal programma di calcolo tenendo quindi conto della pericolosità sismica di base, dei parametri relativi al tipo di opera (classe d'uso, vita nominale) e delle caratteristiche del sito (categoria di sottosuolo, categoria topografica), assumendo:

- Categoria di sottosuolo B
- Categoria topografica T1

Tabella 5-5 – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
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 $i > 30^\circ$

6 CONSIDERAZIONI AI SENSI DEL CAP.10.2 DELLE NTC 2018

6.1 Tipo di analisi svolta

Tipo di analisi e motivazione

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare. Per quanto riguarda le azioni simiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di comportamento. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle norme tecniche vigenti indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH. Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler. I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della norma tecnica vigente.

Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, ecc.)

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

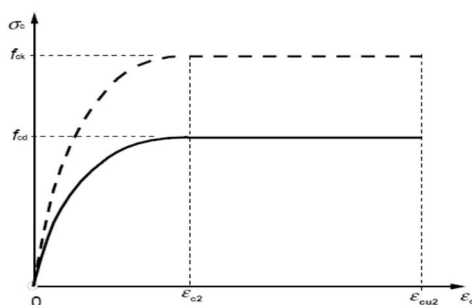


Figura 6-1 – Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo

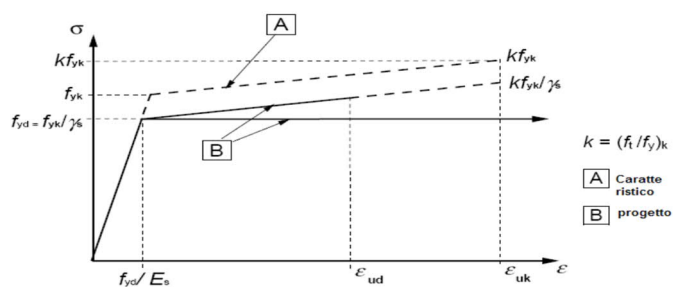


Figura 6-2 – Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dalla normativa tecnica vigente per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalla norma tecnica vigente per le prestazioni di SLU ed SLE.

In particolare per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore q e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

6.2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2022
Nro Licenza	20534

Ragione sociale completa del produttore del software:

- S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
- Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri
- 95030 Sant'Agata li Battiati (CT)

Affidabilità del codice utilizzato

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

6.3 Validazione dei codici

L'opera in esame non è di importanza tale da necessitare un calcolo indipendente eseguito con altro software da altro calcolista.

6.4 Informazioni sull'elaborazione

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- filtri per la congruenza geometrica del modello generato;
- controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate;
- filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell'indice di condizionamento;
- controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata;
- controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti;
- rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

6.5 Giudizio motivato di accettabilità

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che l'adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

7 METODO DI CALCOLO

7.1 Metodologia di calcolo

Lo studio e la modellazione delle opere, i calcoli di dimensionamento e di verifica e tutti gli elaborati tecnici relativi al progetto in esame sono stati redatti secondo i metodi classici della Scienza delle Costruzioni con il "Metodo semi-probabilistico agli stati limite mediante coefficienti parziali di sicurezza" in conformità alla normativa D.M. 17/01/2018.

Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale.

Il comportamento del terreno è rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo dedotta dalle caratteristiche geotecniche del terreno di sedime.

7.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto $R_{di} = R_{ki}/\gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

7.3 Azioni sulle costruzioni

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche dei manufatti in progetto verranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - 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_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- variabili (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;
- eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti strutturali quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

7.4 Combinazione delle azioni

Conformemente alla Normativa vigente, detti:

G_1 peso proprio degli elementi strutturali

G_2 peso proprio degli elementi non strutturali

P pretensione e precompressione (per memoria)

Q carichi di esercizio

Ai fini delle verifiche agli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU)

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

Combinazione caratteristica (rara) (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

dove E = azioni sismiche

Nella combinazione sismica la risposta viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti. La risposta a ciascuna componente, dove necessario, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati.

Gli effetti sulla struttura delle azioni sismiche (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc....) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione

$$1,00 E_x + 0,30 E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Come da D.M. 17/01/2018 la componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 del D.M. 17/01/2018.

Nel caso in esame, la componente verticale non viene tenuta in conto, perché non ricadenti nelle tipologie di strutture precedenti.

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} i cui valori sono forniti nella seguente tabella (Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018)

Tabella 7-1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

7.5 Azioni nelle verifiche agli stati limite

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni che verranno definite in seguito.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali STR e geotecnici GEO si adatterà l'approccio progettuale Approccio 2 che impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni, per la resistenza dei materiali e eventualmente per la resistenza globale.

Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

La seguente tabella (Tabella 2.6.I del D.M. 17/01/2018) riporta i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tabella 7-2 – Coefficienti per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_i	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_{2(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

7.6 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella tabella seguente (Tabella 6.2.II del D.M. 17/01/2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R .

Tabella 7-3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nella tabella seguente:

Tabella 7-4 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

7.7 Analisi dei carichi

Si calcolano le opere sottoposte, in accordo con il D.M. 17/01/2018, alle seguenti azioni:

- Peso proprio elementi strutturali;
- Sovraccarichi permanenti portati;
- Sovraccarichi variabili;
- Neve;
- Vento;
- Esplosione;
- Sisma.

L'azione dovuta all'esplosione verrà considerata inserendo una pressione uniforme agente sulle pareti verticali delle seguenti opere:

- schermatura dell'unità di erogazione;
- schermature del box sosta del carro bombolaio;
- schermatura dell'unità di erogazione.

L'entità dei carichi e le rispettive azioni considerate, saranno espletate nelle relazioni di calcolo delle singole opere da realizzare (nella fase di progettazione esecutiva).

7.8 Cunicolo prefabbricato

Il cunicolo prefabbricato in cls vibrocompresso sarà dotato di copertura carrabile in vetroresina, PRFV o similare (compatibilmente con la portata richiesta) con le seguenti caratteristiche minime richieste (NORMA UNI 11002-1:2009):

- classe di portata 4 (transito autotreni e autoarticolati);
- carico dinamico massimo concentrato di 90kN su impronta di 600x250 mm;
- massa totale a terra (statica) fino a 45000 kg.

Per le dimensioni del cunicolo vedere doc.:

B-32-D-d-002-IT

PLANIMETRIA OPERE CIVILI