

LOTTO A : ECCEZIONALI EVENTI METEO OTTOBRE 2018 OCDPC 558 DEL 15 NOVEMBRE 2018 ANNUALITA' 2021 DCD 7/2021 SCOGLIERE BORGO PRINO RIPRISTINO, CONSOLIDAMENTI, RIMODELLAMENTI E SPOSTAMENTI LOTTO B : RIQUALIFICAZIONE PASSEGGIATA A MARE OOGGETTO DI ALTRI FINANZIAMENTI

CUP D57H21001220001

Commitente:

CITTÀ DI IMPERIA

R.U.P. Ing. Marco Marvaldi
Viale Matteotti, 157
18100 - Imperia (IM)

Progettisti:

SERTEC ENGINEERING CONSULTING S.R.L

Strada Provinciale 222 n. 31 - Loranzè (TO)
tel +39 01251970499
info.sertec@ilquadrifoglio.to.it
www.sertec-engineering.com

Ing. Domenico GABRIELE
Ordine Ingegneri della Prov. di Torino n. 7261T
domenico.gabriele@ilquadrifoglio.to.it

LD+SR architetti
vico delle vele 7/2 - 16128 Genova
tel 010 2462478 - fax 010 42031123
www.LDpiuSR.it

Arch. Silvia Rizzo
Ordine Architetti P.P.C. della Prov. di Genova n°4712
rizzo@LDpiuSR.it

ARCHITETTO SILVIA RIZZO n. iscr. 4712

Collaboratori esterni:

STUDIO TECNICO ASSOCIATO FERRI E GAZZANO
Via Dante 15/a
18017 Civezza (IM)
tel/fax 018392673
guido@ferrigazzano.it

Fase Progettuale	Archivio	Scala	Data
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO	5385	__:___	30/03/2022

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Riesaminato
2					
1					
0	30/03/2022	PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO	A.V.	F.T.	D.G.

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRUTTURALI

TAV N°

03

INDICE

1. PREMESSA. 3
1.1. Introduzione. 3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO. 4
3. METODO E CODICI DI CALCOLO. 5
4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI. 6
4.1. Calcestruzzo. 6
4.2. Acciaio per cemento armato. 12
5. CRITERI DI PROGETTAZIONE E METODO DI VERIFICA. 13
5.1. Fattore di comportamento. 16
5.2. Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite. 18
5.3. Analisi sismica statica lineare. 19
6. MODELLAZIONE E SCHEMA STATICO DELLE STRUTTURE. 20
7. ANALISI DEI CARICHI. 21
7.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI. 21
7.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI. 21
7.3. AZIONE VARIABILE DA TRAFFICO. 21
7.4. AZIONE DEL VENTO. 21
8. COMBINAZIONI DI CARICO. 24
9. RISULTATI DEL CALCOLO. 26
9.1. Deformata elastica lineare. 26
10. VERIFICHE NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI. 27
10.1 Verifica strutturale soletta in cemento armato. 27
10.2 Verifiche strutturali paramento in cemento armato. 29
11. CONCLUSIONI. 30

1. PREMESSA.

1.1. Introduzione.

La presente relazione descrive gli interventi di carattere strutturale da eseguirsi nell'ambito del progetto di realizzazione delle opere di miglioramento e resilienza lungomare del Prino e piazzale Lamboglia, nel comune di Imperia.

Il progetto è finalizzato a risolvere le problematiche di difesa dal mare con conseguente riogranizzazione urbana del lungomare.

Ai sensi dei capitoli 4, 6 e 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni l'intervento si prefigura come intervento di nuova costruzione, e prevede la realizzazione di una nuova piattaforma pedonale, avente altezza massima fuori terra pari a 4.20 m, poggiata su una fondazione in pali gettati in opera.

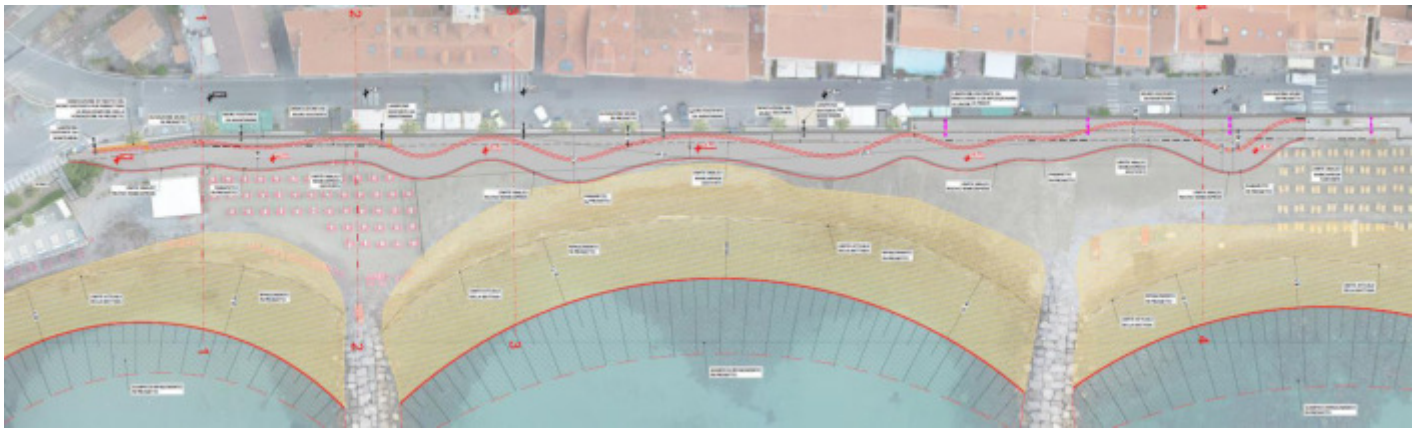


Figura 1 Individuazione area di intervento su foto aerea

La complessità dell'opera, dovuta principalmente all'importante sviluppo planimetrico delle opere in cemento armato, ha reso necessario lo sviluppo di modellazioni tridimensionali semplificate, funzionali alla determinazione delle azioni sollecitanti la fondazione in progetto, ed il calcolo e verifica strutturale e geotecnica delle opere di fondazione.

Si è proceduto quindi al dimensionamento di ciascuna opera strutturale, adottando il metodo semiprobabilisitco agli stati limite, secondo le disposizioni ed i livelli di sicurezza riportati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti, il D.M. 17/01/2018, nell'ipotesi di considerare un tratto di piattaforma pedonale pari a 5 metri, indivduando i carichi da considerare per le modellazioni e le verifiche geotecniche – strutturali delle opere di fondazione in progetto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

I calcoli e le verifiche strutturali riportate nella presente relazione sono stati condotti facendo riferimento al disposto della seguente normativa tecnica:

- D.P.R. n°380 del 06/06/2001 – "*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n°11651 del 14/02/1974";*
- OPCM del 20/03/2003 n° 3274 – "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica";*
- OPCM 02/10/2003 n°3316 – "*Modifiche ed integrazioni all'OPCM 20 marzo 2003 n°3274";*
- OPCM 03/05/2005 n°3431 – "*Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM 20 marzo 2003, n°3274";*
- OPCM 28/04/2006 n°3519 – "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";*
- D.M. del 17/01/2018 – *"Norme tecniche per le costruzioni";*
- Circolare n°7 del 21/01/2019 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018;*
- D.M. del 07/03/2017 – "*Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni";*
- D.G.R. del 21/05/2014 n°65 – 7656 *"Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n°380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico – edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R 12 dicembre, n° 4 – 3084;*
- D.G.R. del 09/10/2020, n°.14 -2063 *"Disposizioni di primo aggiornamento, al DM del 30 aprile 2020, in materia di procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico, a parziale modifica dell'allegato A della D.G.R 21 maggio 2014, n°. 65-7656.*

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17/01/2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici, che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- UNI EN 1990 – *"Criteri generali di progettazione strutturale"* ed appendice nazionale;
- UNI EN 1991 – *"Azioni sulle strutture"* e appendice nazionale;
- UNI EN 1992 – *"Progettazione delle strutture in calcestruzzo"* e appendice nazionale;
- UNI EN 1997 – *"Progettazione geotecnica"* e appendice nazionale;
- UNI EN 1998 – *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica"* e appendice nazionale;

Per quanto non specificatamente indicato nei documenti citati e per quanto essi non in contrasto si sono considerati i seguenti riferimenti:

- Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici – *"Linee guida per la messa in sicurezza in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive".*

3. METODO E CODICI DI CALCOLO.

I calcoli per il dimensionamento delle opere strutturali in elevazione sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, verificandone i requisiti di sicurezza allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere sinteticamente così riassunta:

- Individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- Definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- Predisposizione delle combinazioni di carico, con i relativi coefficienti di combinazione allo SLU, SLE, SLV, SLD;
- Analisi dell'inviluppo delle azioni agenti su ciascun elemento strutturale;
- Progetto e dimensionamento dei nuovi elementi strutturali in progetto;

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo: ANALISI SISMICA STATICA LINEARE.

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati sono stati effettuati con il software di calcolo ModeSt 8.25, prodotto da Tecnisoft Harpaceas.

Il software è sviluppato appositamente per il BIM, ed è in grado di calcolare i modelli più complessi grazie a potenti mesh automatiche ad elementi finiti, algoritmi non lineari e una raccolta completa di codici di progettazione, in modo da ottenere risultati accurati.

L'API (Application Programming Interface) aperta offre una soluzione di analisi scalabile e specifica per ogni paese, adatta a qualunque tipo di struttura.

ModeSt 8.25 permette di analizzare una grande varietà di strutture ed è dotato di funzionalità appositamente sviluppate per la modellazione, l'analisi e la progettazione. Lo scheletro del progetto comprende le viste di pianta e i layout dei telai.

Il software è adatto per l'analisi strutturale ed è dotato di potenti tecniche per la generazione di mesh, che permette di lavorare in modo più efficace anche sui modelli più complessi.

Gli strumenti di definizione automatica delle mesh ne consentono la manipolazione manuale, il loro perfezionamento e la generazione di mesh attorno ad aperture di ogni forma e dimensione.

ModeSt 8.25 comprende risolutori all'avanguardia per garantire una rapida elaborazione anche dei modelli strutturali più complessi.

4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI.

4.1. Calcestruzzo.

CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE.

Le diverse superfici di calcestruzzo di un dato componente strutturale possono essere soggette a diverse azioni ambientali, classificate dalla norma UNI – EN 206 – 1:2006 come classi di esposizione. Le classi di esposizione da scegliere dipendono dalle disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo, e tale classificazione non esclude considerazioni in merito a condizioni speciali che possano esistere o di misure protettive come l'uso di acciaio inossidabile o altri metalli resistenti alla corrosione e l'uso di rivestimenti protettivi per il calcestruzzo o per l'armatura. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, al paragrafo 4.1.2.2.4.2, stabiliscono che le condizioni ambientali possano essere suddivise, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, in condizioni ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella. La suddivisione fa riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

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

Tabella 1 – Descrizione delle condizioni ambientali – Tab. 4.1.III D.M. 17/01/2018

La seguente tabella riassume le diverse classi di esposizione ambientale, tra le quali si evidenzia la classe di esposizione da prevedersi per gli interventi strutturali in cemento armato in progetto:

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 –1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	**X0**	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici:in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa 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.	-	C 12/15	

2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante.In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata.Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	**XC1**	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse i acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	**XC2**	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi,fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	**XC3**	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XC4**	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenenti dall'acqua di mare						
5 a	**XD1**	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XD2**	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	**XD3**	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	**XS1**	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare .	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	

5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	**XF1**	Moderata saturazione d'acqua,in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	**XF2**	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	**XF3**	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	**XF4**	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	**XA1**	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XA2**	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	**XA3**	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

Tabella 2 Classi di esposizione ambientale secondo la norma UNI – EN 206

Per la realizzazione delle nuove opere in c.a. si è scelto l'utilizzo di una classe di esposizione ambientale pari a XS3.

CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO.

La classe di consistenza è una proprietà del calcestruzzo allo stato fresco che influenza fortemente le proprietà del calcestruzzo indurito, e la si misura facilmente in cantiere con il cono di Abrams. La classe di consistenza è da considerarsi come un indice della lavorabilità del calcestruzzo, cioè la caratteristica che consente di confezionare, trasportare, gettare e compattare il materiale con una certa facilità. La norma UNI EN 206 – 1 prevede più modi finalizzati alla classificazione della lavorabilità del calcestruzzo fresco: classi di abbassamento al cono, classe Vebé, classi di compatibilità e classi di spandimento. Per le normali applicazioni si utilizza solitamente la classe di abbassamento al cono, in quanto ritenuta la più diffusa, versatile e semplice.

Ciascuna classe di consistenza permette di realizzare diverse tipologie di elementi strutturali o di utilizzare particolari tecnologie di getto e di compattazione.

CLASSE S1. Utilizzata quasi esclusivamente nella prefabbricazione, soprattutto per manufatti ottenuti per estrusione. Si utilizza talvolta nei misti cementati in opera con vibrofinitrice. Non è pompabile e necessita una vibrazione potente e prolungata tipica della produzione in stabilimento.
CLASSE S2. Utilizzata quasi esclusivamente nella prefabbricazione, in quanto non è pompabile e necessita di una vibrazione potente e prolungata. Nei cantieri stradali in cui si fa uso di calcestruzzo preconfezionato, viene utilizzata con l'ausilio di macchine vibro – finitrici per l'esecuzione di pavimentazioni stradali.
CLASSE S3. Consente la realizzazione di getti in pendenza come scivoli, falde dei tetti, scale e comunque elementi strutturali poco armati. Può essere utilizzata anche per l'esecuzione di pavimenti in cui si fa uso di laser screed. Si pompa con difficoltà e necessita di una vibrazione accurata e prolungata.
CLASSE S4. Consente l'esecuzione di strutture verticali non molto armate, gettate tramite l'utilizzo della pompa, come muri e pilastri. E' possibile eseguire inoltre strutture orizzontali gettate a canala come plinti, solette (anche in pendenza), pavimenti e platee. La vibrazione è agevole, ma necessita sempre una certa attenzione da parte dell'operatore. Viene utilizzata anche quando si fa uso di casseri rampanti per l'esecuzione di silos, ciminiere, vasche, cisterne e pile di viadotti.
CLASSE S5. Consente di eseguire quasi tutti i getti più frequenti in cantiere, che oggigiorno vengono realizzati quasi esclusivamente con l'ausilio della pompa. Si presta per getti a prevalente sviluppo orizzontale con pendenze modeste o nulle, come solai, travi, travi rovesce, platee, solette, plinti, pavimenti, ma è classe indicata per setti, muri e pilastri, pali, soprattutto se fortemente armati. La seguente immagine illustra il valore di abbassamento, corrispondente alla relativa classe di consistenza.

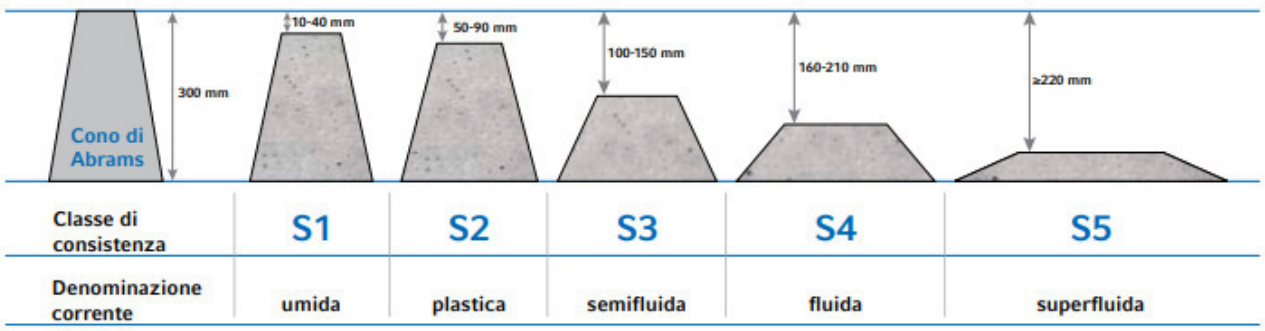


Figura 2 Prospetto 3 della norma UNI EN 206 -1: classi di abbassamento al cono (slump)

Il calcestruzzo scelto per la realizzazione delle opere in c.a. ha una classe di consistenza tipo S4.

CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI.
I cloruri presenti nella massa cementizia sono una delle cause più importanti del degrado delle armature d'acciaio. Questi possono penetrare dall'esterno, se presenti in massicce quantità sulla superficie dell'elemento strutturale in calcestruzzo armato, ma possono essere veicolati anche dalle materie componenti il calcestruzzo. Ad esempio, alcuni additivi acceleranti possono contenere una certa quantità di cloruri.

Il contenuto di cloruri nel calcestruzzo non deve eccedere il valore della classe selezionata della seguente tabella (paragrafo 5.2.8 UNI EN 206:2016).

Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Impiego del calcestruzzo	Classe di contenuto in cloruri[b]	Massimo contenuto di Cl^- rispetto alla massa del cemento[b]
In assenza di armatura di acciaio o di altri inserti metallici (ad eccezione dei dispositivi di sollevamento resistenti alla corrosione)	Cl 1,0	1,0%
In presenza di armatura d'acciaio o di altri inserti metallici	Cl 0,20	0,20%
	Cl 0,40	0,40%
In presenza di armatura d'acciaio da precompressione	Cl 0,10	0,10%
	Cl 0,20	0,20%

a) La classe da applicare per uno specifico utilizzo del calcestruzzo dipende da disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.
b) Qualora siano impiegate aggiunte di tipo II e siano considerate nel computo del dosaggio di cemento, il contenuto in cloruri viene espresso come percentuale di ioni cloruro in massa rispetto al cemento + la massa totale delle aggiunte considerate.

Tabella 3 – Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

DURABILITA'.

Particolare attenzione è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera; si dovranno inoltre utilizzare tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.

Il copriferro minimo da adottarsi per gli elementi in c.a. oggetto di dimensionamento e calcolo strutturale è stato valutato sulla base delle prescrizioni delle NTC (C4.1.6.1.3 della Circolare). La seguente tabella mostra il valore del copriferro minimo da adottare in funzione del tipo di calcestruzzo e della classe di esposizione ambientale al fine di preservare le barre di armautra dai fenomeni di aggressione ambientale. Per le opere in progetto è previsto un valore di copriferro minimo pari a 5 cm.

			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_{min}	C_o	Ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
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 agg	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 4 – Copriferro minimo in mm

LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI.

Con riferimento ai paragrafi 4.1.2.1.2.1 e 4.1.2.1.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, per il calcestruzzo si è considerata la legge costitutiva $\sigma - \varepsilon$ di tipo parabola – rettangolo, per l'acciaio d'armatura il modello $\sigma - \varepsilon$ di tipo elastico perfettamente plastico.

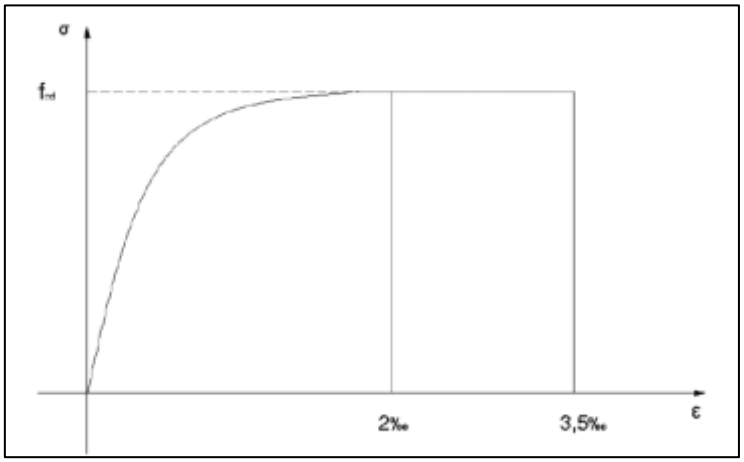


Figura 3 Diagramma di calcolo parabola – rettangolo per il calcestruzzo compresso

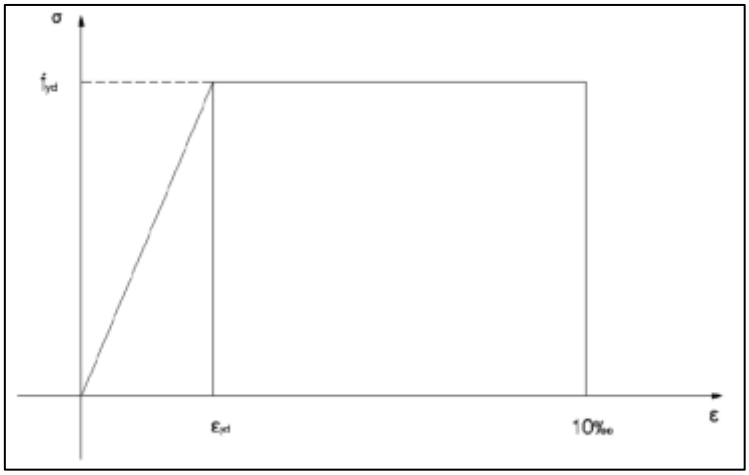


Figura 4 Diagramma di calcolo elastico – perfettamente plastico per l'acciaio delle barre di armatura

Le seguenti tabelle riassumono in maniera esaustiva i parametri da utilizzare per il calcestruzzo previsto in progetto.

Calcestruzzo		
Classe di esposizione ambientale		XS3
Condizione ambientale		MOLTO AGGRESSIVA
Classe di consistenza cls		S4
Massimo rapporto a/c		0.60
D_{max}: dimensione nominale max aggregati		16 mm

Tipo di calcestruzzo		C35/45
R_{ck} calcestruzzo	(daN/cm^2)	450
Modulo elastico	(daN/cm^2)	346255
Resistenza caratteristica cilindrica (f_{ck})	(daN/cm^2)	373.5
Resistenza caratteristica a trazione (F_{ctk})	(daN/cm^2)	23.46
Resistenza media (F_{cm})	(daN/cm^2)	453.5
Resistenza media a trazione (F_{ctm})	(daN/cm^2)	33.5209
σ_{amm} calcestruzzo	(daN/cm^2)	135

Tabella 5 Parametri meccanici C35/45

4.2. Acciaio per cemento armato.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, al par. 4.1.2.2.4.4, suddividono in due gruppi le armature:

- Armature sensibili;
- Armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso, mentre appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tenere conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

La seguente tabella riporta le caratteristiche meccaniche dell'acciaio per cemento armato:

Tipo di acciaio		B450C
F_{yk} tensione caratteristica di snervamento	(daN/cm^2)	4500
F_{ym} tensione media di snervamento	(daN/cm^2)	4500
σ_{amm} acciaio	(daN/cm^2)	2600
σ_{amm} reti e tralicci	(daN/cm^2)	2600

Tabella 6 Acciaio per armatura B450C

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE E METODO DI VERIFICA.

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

Si riporta di seguito la mappatura della Regione Liguria che riporta la classificazione sismica del territorio regionale, redatta ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 – "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". A seguito dell'emanazione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche da parte dello Stato, inseriti prima nell'allegato 1 dell'Opcm 3274/2003 e in seguito aggiornati con l'Opcm 3519/2006, la Regione Liguria ha individuato le zone sismiche e ha stilato un elenco regionale dei comuni in zona sismica (dgr n.530/2003).

Attualmente la vigente suddivisione delle zone sismiche in Liguria è definita dalla dgr 216/2017, con l'aggiornamento dato dalla dgr 962/2018.

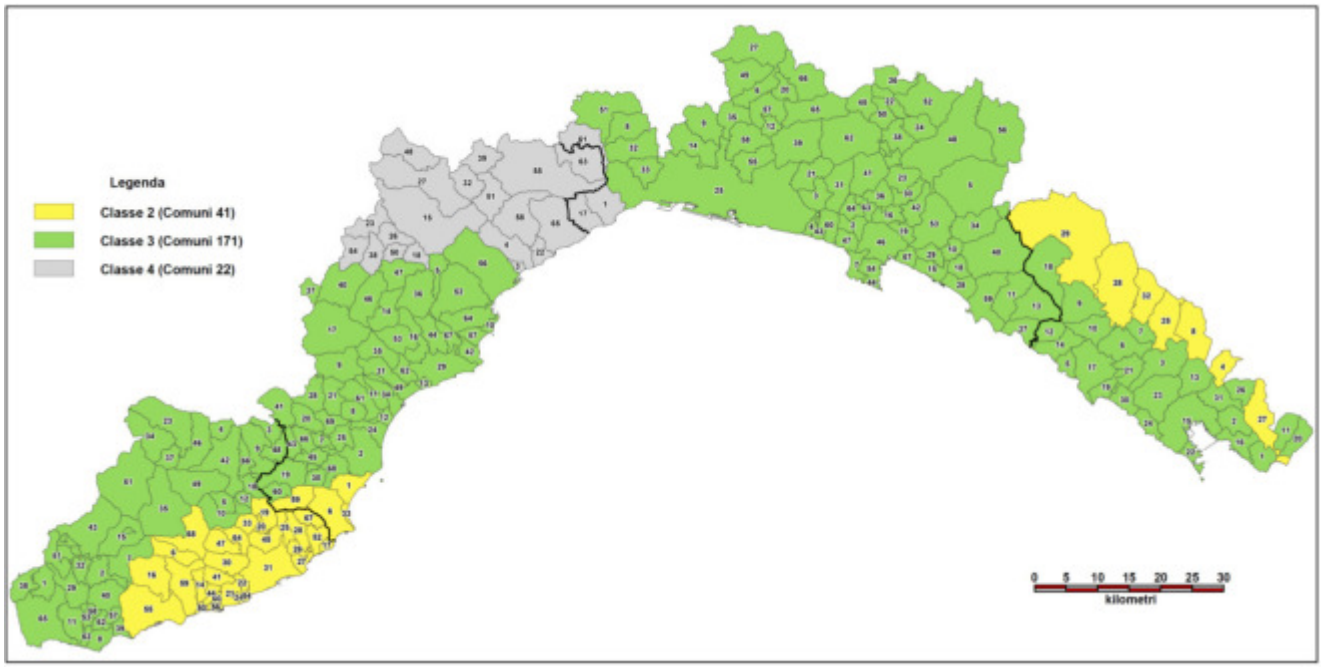


Figura 5 – Mappatura delle aree sismiche in Liguria

Il comune di Imperia (IM) rientra tra le aree classificate in Zona 2: Zona con pericolosità sismica media.

Regione		LIGURIA
Provincia		IMPERIA
Comune		IMPERIA
Altitudine		5 m s.l.m.
Zona sismica		ZONA 2
Tipo di opera	TAB. 2.4.I D.M. 17/01/2018	OPERA ORDINARIA
Vita nominale V_N	P.to 2.4.I D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.II D.M. 17/01/2018	IV
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.II D.M. 17/01/2018	1
Periodo di riferimento per azione sismica V_R	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	100 ANNI
Categoria di sottosuolo	Tab. 3.2.II D.M. 17/01/2018	C
Categoria topografica	Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018	T1

Tabella 7 Dati della struttura e zona sismica

Le Norme Tecniche per le Costruzioni individuano le azioni sismiche di progetto a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le NTC 2018 definiscono al par. 3.2 la pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR}. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R, 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 in accelerazione orizzontale;
- T^*_c: valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo delle opere in progetto è stato realizzato facendo riferimento ai seguenti parametri.

	a_g [m/s^2]	F_0	T_C^* [s]
SLD	0.608	2.543	0.243
SLV	1.905	2.468	0.302

Tabella 8 Parametri sismici di progettazione

Per tenere conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale è necessarioi individuare il valore del coefficiente topografico S_T, dipendente dalle categorie topografiche illustrate nella seguente tabella.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Tabella 9 – Categorie topografiche – Tabella 3.2.III – D.M. 17/01/2018

Il caso in studio appartiene alla categoria topografica T1, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1 (tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018).
Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario inoltre 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 ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento illustrate nella seguente tabella.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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

Tabella 10 Categorie di sottosuolo da tabella 3.2.II – D.M. 17/01/2018

Nel caso in progetto si assume che la categoria di sottosuolo sia la C, alla quale corrisponde un valore di coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S pari a 1.50.

Categoria sottosuolo	S_S
A	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$

Tabella 11 – Espressioni di S_S – Tabella 3.2.IV – D.M. 17/01/2018

Il paragrafo 7.2.2 delle Norme Tecniche 2018 chiarisce come le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi debbano essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- Comportamento strutturale non dissipativo;
- Comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tenere conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Nel comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q, si adotta un modello elastico.

Per il progetto si è assunto un comportamento strutturale di tipo dissipativo.

5.1. Fattore di comportamento.

La domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo che dissipativo può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q. I valori di tale fattore variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerato. La tabella 7.3.I della normativa illustra i limiti da attribuire al fattore di comportamento q in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerato.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Tabella 12 – Fattore di comportamento secondo NTC 2018

Il fattore di comportamento definisce lo spettro di progetto a partire dallo spettro di risposta elastica ed il suo limite superiore è calcolabile con la seguente relazione analitica:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II delle NTC 2018, in dipendenza della classe di duttilità, della tipologia strutturale e del rapporto di sovraresistenza α_u/α_1.
- K_R è un fattore 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.

Il fattore di comportamento utilizzato per il calcolo strutturale nel caso di comportamento dissipativo è pari a 1.2, mentre nel caso di comportamento non dissipativo è pari a 1.
Di seguito si riportano gli spettri utilizzati nei calcoli strutturali.

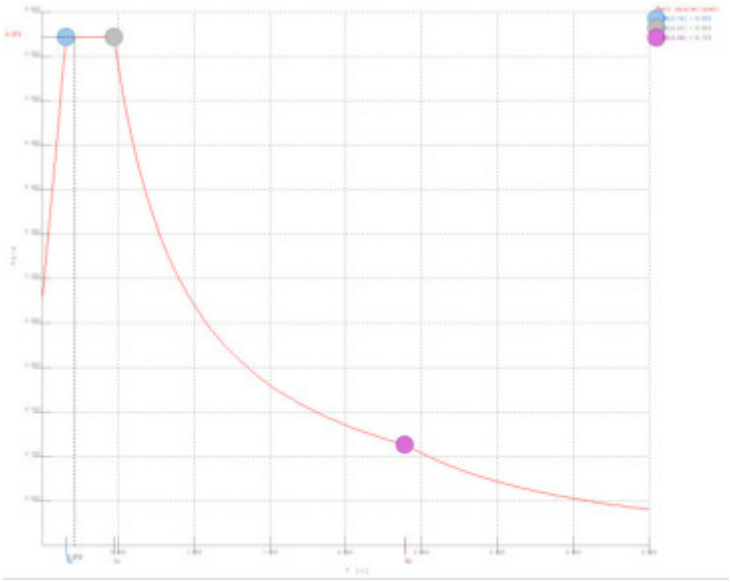


Figura 6 Spettro SLV

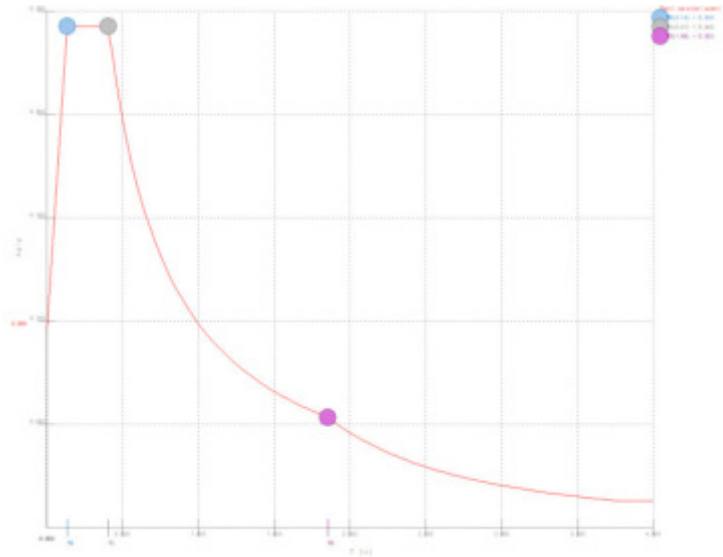


Figura 7 Spettro SLD

5.2. Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite.

Le verifiche degli elementi strutturali (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, in dipendenza della classe d'uso (CU).

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	*SLO*					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	*SLV*	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Tabella 13 – Verifiche nei confronti dei vari Stati Limite secondo NTC 2018

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Al fine di soddisfare le verifiche di resistenza (RES) si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico.

Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento ultimo.

5.3. Analisi sismica statica lineare.

L'analisi sismica statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non sia superiore a 2,5 Tc o T_D.

Per costruzioni civili e industriali che non superino i 40 metri di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

Dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi applicata nella direzione orizzontale.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma nel modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

Dove:

- F_i è la forza da applicare alla massa i – esima;
- $F_h = \frac{S_d(T_1)\cdot W\cdot \lambda}{g}$;
- S_d (T_1) è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al 3.2.3.5;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2\ T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v.3.2.3.1), delle masse i e j.

6. MODELLAZIONE E SCHEMA STATICO DELLE STRUTTURE

L'opera strutturale in progetto è stata modellata con il metodo degli elementi finiti, considerando ciascuna parte nella sua tridimensionalità. Si è quindi proceduto alla verifica delle opere in progetto con riferimento alle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente. La verifica strutturale di ciascun elemento è stata implementata nell'ipotesi di considerare un vincolo esterno di incastro alla base di ciascun elemento strutturale portante.

Gli elementi finiti utilizzati per la modellazione delle nuove opere in progetto sono i seguenti:

- Elementi bidimensionali di tipo parete in cemento armato avente spessore variabile;
- Elementi monodimensionali di tipo soletta in c.a. avente spessore variabile;
- Elementi bidimensionali di tipo platea in c.a. per la modellazione degli elementi di fondazione;

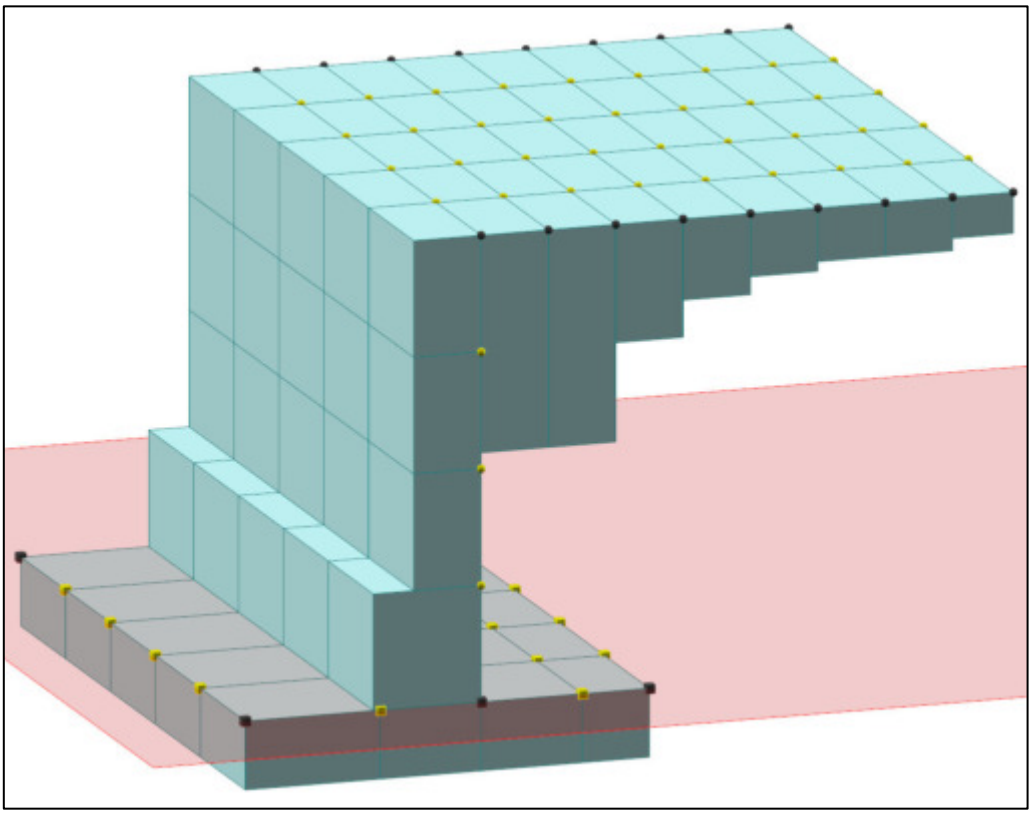


Figura 8 Vista 3D modello ModeSt 8.25

7. ANALISI DEI CARICHI.

7.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI.

Le azioni permanenti strutturali considerate per il calcolo strutturale sono quelle date dal peso proprio di ciascun elemento strutturale, vengono prese in considerazione direttamente dal software di calcolo e sono date dal peso proprio del cls armato, valutato pari a 25 kN/m^3:

7.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.

Le azioni permanenti non strutturali considerate sono:

- Permanente portato su soletta in c.a.: 2.00 kN/m^2;
- Spinta dei terreni su parete controterra: val. max. = 20.4 kN/m^2;

7.3. AZIONE VARIABILE DA TRAFFICO.

Ai sensi del paragrafo 5.1.3.3.3 della normativa vigente l'azione variabile da traffico considerata, costituita dalla folla compatta, è stata considerata pari a 5.00 kN/m^2.

7.4. AZIONE DEL VENTO.

Si riportano i valori dell'azione del vento, applicati sulla copertura, calcolati secondo le prescrizioni del capitolo 3.3. della normativa vigente.

Vento imperia
Calcolo delle azioni del vento

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019,n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: 7 - Liguria

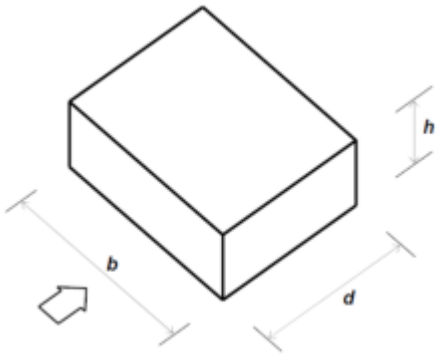
Classe di rugosità del terreno: D - a) Mare e relativa fascia costiera b) Lago e relativa fascia costiera c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (tab. 3.3.III)

Categoria di esposizione del sito: III

Parametri derivati (tab. 3.3.I):
$V_{b,0}$ (velocità base di riferimento al livello del mare): 28.00 m/sec
a_0: 1000.00 m
K_s: 0.54

Parametri derivati (tab. 3.3.II):
K_r: 0.20
z_0: 0.10 m
z_{min}: 5.00 m

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



a_s (altitudine sul livello del mare): 6.00 m
T_r (tempo di ritorno): 50 anni
V_b (velocità base di riferimento [3.3.1]): 28.00 m/sec
c_a (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00
V_r (velocità di riferimento [3.3.2]): 28.00 m/sec
c_r (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00
c_t (coefficiente topografico): 1.00
q_r (pressione cinetica di riferimento): 49.00 daN/mq
c_e (coefficiente di esposizione): 1.71
c_d (coefficiente dinamico): 1.00
h (altezza dell'edificio): 4.00 m
b (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 0.50 m
d (profondità dell'edificio): 280.00 m
Coefficienti di pressione C_{pe}:
sopravento: 0.70
laterale: -0.51
sottovento: -0.30
Pressioni esterne:
sopravento fino a quota 0.50 m: 58.69 daN/mq
sopravento oltre la quota 0.50 m: 58.69 daN/mq
laterale: -42.79 daN/mq
sottovento: -25.34 daN/mq
Criteri di valutazione del C_{pi} (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture
Coefficiente di pressione C_{pi}:
positivo: 0.20
negativo: -0.30
Pressioni interna:
positiva: 16.73 <daN/mq>

negativa: -25.10 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):

sopravento fino a quota 0.50 m: 83.79 daN/mq

sopravento oltre la quota 0.50 m: 83.79 daN/mq

laterale: -59.52 daN/mq

sottovento: -42.07 daN/mq

8. COMBINAZIONI DI CARICO.

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. Si elencano di seguito i coefficienti parziali di sicurezza con riferimento alla tabella 2.6.I delle NTC 2018, e le relative combinazioni delle azioni:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	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_Q	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.

Tabella 14 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU

Ai fini delle verifiche agli stati limite, con riferimento al par. 2.5.3 si sono definite le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione di carico fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^{n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^{n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Si elencano i casi di carico con le combinazioni delle azioni sollecitanti la struttura.

C	Comment	TCC	An.	BK	1	2	3	4	Mt	S X	S Y
1	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	-0.3
4	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	-0.3
5	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.0	0.30
6	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.0	0.30
7	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.0	-0.3
8	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.0	-0.3
9	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	1.00
10	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	1.00
11	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.3	1.00
12	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.3	1.00
13	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	-1.0
14	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	-1.0
15	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.3	-1.0
16	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.3	-1.0
17	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	1.00	0.30
18	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	1.00	0.30
19	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	1.00	-0.3
20	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	1.00	-0.3
21	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-1.0	0.30
22	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-1.0	0.30
23	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-1.0	-0.3
24	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-1.0	-0.3
25	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	0.30	1.00
26	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	0.30	1.00
27	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-0.3	1.00
28	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-0.3	1.00
29	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	0.30	-1.0
30	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	0.30	-1.0
31	Amb. 1 (SL	SLV	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-0.3	-1.0
32	Amb. 1 (SL	SLD	L		1.00	1.00	0.30	0.00	-1.0	-0.3	-1.0
33	Amb. 2 (SL	SLU	L		1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
34	Amb. 2 (SL	SLE	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	Amb. 2 (SL	SLE	L		1.00	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
36	Amb. 2 (SL	SLE	L		1.00	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
37	Amb. 3 (SL	SLU	L		1.30	1.50	1.05	.50	0.00	0.00	0.00
38	Amb. 3 (SL	SLU	L		1.30	1.50	1.50	0.90	0.00	0.00	0.00
39	Amb. 3 (SL	SLE	L		1.00	1.00	0.70	.00	0.00	0.00	0.00
40	Amb. 3 (SL	SLE	L		1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
41	Amb. 3 (SL	SLE	L		1.00	1.00	0.30	0.20	0.00	0.00	0.00
42	Amb. 3 (SL	SLE	L		1.00	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
43	Amb. 3 (SL	SLE	L		1.00	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 15 Combinazione di carico

- Colonna n°1: Permanenti strutturali;
- Colonna n°2: Permanenti non strutturali;
- Colonna n°3: folla compatta;
- Colonna n°4: vento;
- Colonne 5,6 e 7: azione sismica.

9. RISULTATI DEL CALCOLO.

9.1. Deformata elastica lineare.

Si riporta la mappa della deformata elastica nella combinazione di carico a SLE CC 19. Lo spostamento massimo, valutato in corrispondenza dello sbalzo della soletta, è pari a 7.5 mm.

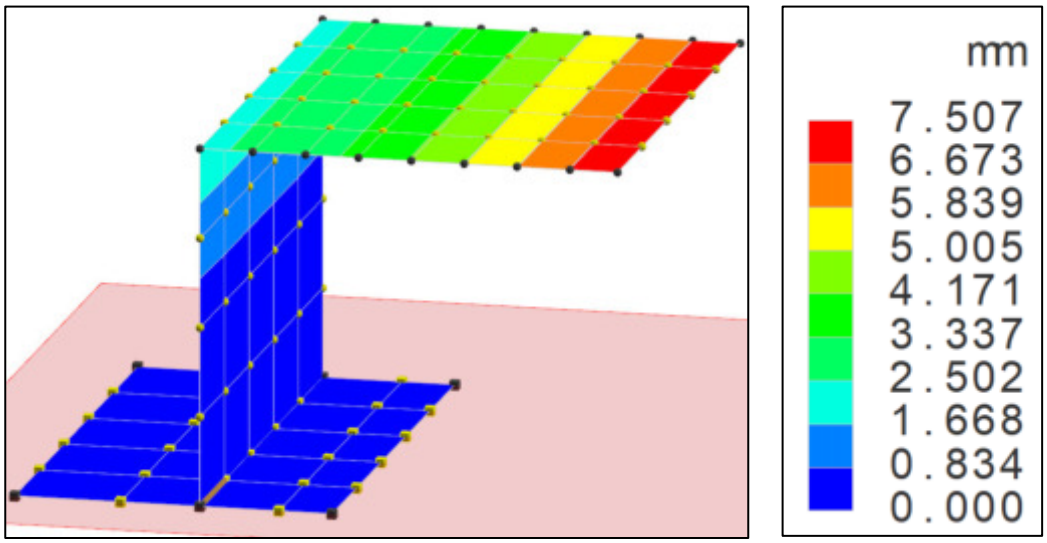


Figura 9 Deformata elastica lineare CC19 – SLE

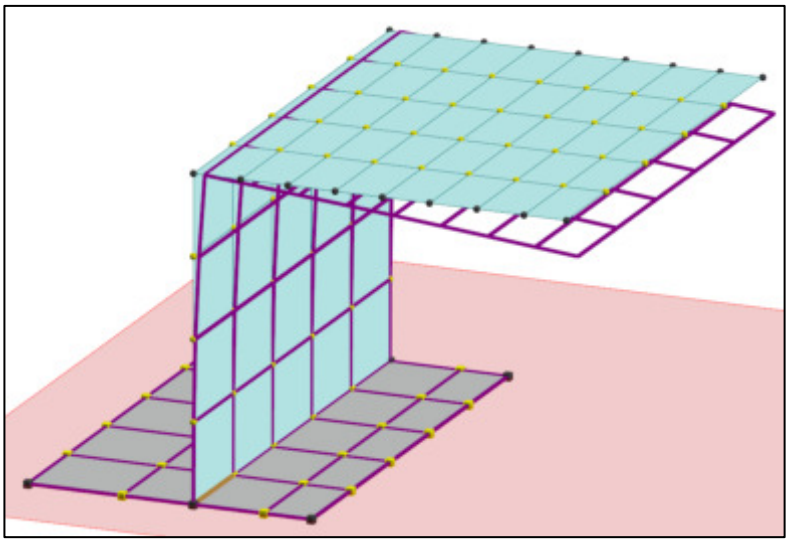


Figura 10 Deformata elastica lineare

Le sollecitazioni considerate per il calcolo delle opere di fondazione, nella combinazione di carico a SLE, sono le seguenti:

- F_z=155kN;
- F_x=21kN;
- M_x=185 kN·m;

10. VERIFICHE NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI.

10.1 Verifica strutturale soletta in cemento armato.

Si riportano le verifiche strutturali eseguite per la nuova soletta in c.a., avente spessore variabile (min 30 cm – max 158 cm), nell'ipotesi di disporre una doppia maglia di ferri aventi diametro pari a 18 mm, disposti a passo 20 cm nelle due direzioni x e y superiormente e inferiormente.

VERIFICA A FLESSIONE.

Il momento sollecitante è ovunque inferiore al relativo momento resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
-39	0.00	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72	-18502.30	-76571.80	4.139
-31	1.00	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72	-10744.70	-40724.70	3.790
-27	1.50	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72	-7101.89	-27282.10	3.842
-23	2.00	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72	-4401.15	-20809.80	4.728
-19	2.50	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72	-2430.02	-17324.60	7.129
18	3.50	0.00	XX	33	SLU	12.72	12.72	-342.40	-12843.70	37.511
-39	0.00	2.00	YY	33	SLU	12.72	12.72	-665.12	-76571.80	>100
5	0.50	0.00	YY	38	SLU	12.72	12.72	73.11	76571.80	>100
-27	1.50	2.00	YY	33	SLU	12.72	12.72	-580.14	-40724.70	70.198
8	1.00	0.00	YY	38	SLU	12.72	12.72	41.55	40724.70	>100
-27	1.50	2.00	YY	33	SLU	12.72	12.72	-580.14	-27282.10	47.027
-23	2.00	2.00	YY	33	SLU	12.72	12.72	-392.42	-20809.80	53.029
-18	2.50	3.00	YY	33	SLU	12.72	12.72	-213.00	-17324.60	81.335
18	3.50	0.00	YY	38	SLU	12.72	12.72	14.44	17324.60	>100
18	3.50	0.00	YY	38	SLU	12.72	12.72	14.44	12843.70	>100
-11	3.50	2.00	YY	33	SLU	12.72	12.72	-7.30	-12843.70	>100

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
4	0.00	0.00	XX	31	SND	12.72	12.72	-17611.00	-74346.70	4.222
8	1.00	0.00	XX	31	SND	12.72	12.72	-8647.66	-39280.90	4.542
10	1.50	0.00	XX	31	SND	12.72	12.72	-4814.00	-26197.70	5.442
12	2.00	0.00	XX	31	SND	12.72	12.72	-2729.41	-19920.40	7.298
14	2.50	0.00	XX	31	SND	12.72	12.72	-1474.41	-16546.90	11.223
18	3.50	0.00	XX	29	SND	12.72	12.72	-208.70	-12224.40	58.575
-40	0.00	1.00	YY	29	SND	12.72	12.72	-1501.81	-74346.70	49.505
-31	1.00	2.00	YY	29	SND	12.72	12.72	-485.66	-39280.90	80.882
-32	1.00	1.00	YY	29	SND	12.72	12.72	-478.45	-39280.90	82.100
-28	1.50	1.00	YY	29	SND	12.72	12.72	-465.63	-26197.70	56.263
10	1.50	0.00	YY	31	SND	12.72	12.72	-352.69	-26197.70	74.279
-23	2.00	2.00	YY	29	SND	12.72	12.72	-304.26	-19920.40	65.473
14	2.50	0.00	YY	29	SND	12.72	12.72	-118.06	-19920.40	>100
-19	2.50	2.00	YY	29	SND	12.72	12.72	-166.85	-16546.90	99.170
-9	3.50	4.00	YY	31	SND	12.72	12.72	42.06	16546.90	>100
-9	3.50	4.00	YY	31	SND	12.72	12.72	42.06	12224.40	>100
-12	3.50	1.00	YY	11	SND	12.72	12.72	42.06	12224.40	>100

VERIFICA A TAGLIO.

Il taglio sollecitante è ovunque inferiore al relativo taglio resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfE St. <cmq/m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRcd <daN>	VRsd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
-39	0.00	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72		13066.80				52538.20	4.021
-40	0.00	1.00	XX	31	SND	12.72	12.72		10353.90				52538.20	5.074
-27	1.50	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72		7468.91				33469.40	4.481
-28	1.50	1.00	XX	31	SND	12.72	12.72		5107.69				33469.40	6.553
-23	2.00	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72		5186.55				27589.90	5.320
-28	1.50	1.00	XX	31	SND	12.72	12.72		3504.11				27589.90	7.874
-23	2.00	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72		4043.75				24356.90	6.023
-24	2.00	1.00	XX	31	SND	12.72	12.72		2488.97				24356.90	9.786
-19	2.50	2.00	XX	33	SLU	12.72	12.72		2994.08				22451.10	7.498
-18	2.50	3.00	XX	9	SND	12.72	12.72		1767.87				22451.10	12.700
18	3.50	0.00	XX	38	SLU	12.72	12.72		804.37				19757.30	24.563
-12	3.50	1.00	XX	31	SND	12.72	12.72		461.89				19757.30	42.775
-40	0.00	1.00	YY	38	SLU	12.72	12.72		423.39				52538.20	>100
-40	0.00	1.00	YY	31	SND	12.72	12.72		8664.04				52538.20	6.064
10	1.50	0.00	YY	33	SLU	12.72	12.72		279.97				33469.40	>100
-31	1.00	2.00	YY	9	SND	12.72	12.72		3736.46				33469.40	8.957
12	2.00	0.00	YY	33	SLU	12.72	12.72		240.50				27589.90	>100
-27	1.50	2.00	YY	9	SND	12.72	12.72		2378.11				27589.90	11.602
12	2.00	0.00	YY	33	SLU	12.72	12.72		187.51				24356.90	>100
-23	2.00	2.00	YY	9	SND	12.72	12.72		814.29				24356.90	29.912
14	2.50	0.00	YY	33	SLU	12.72	12.72		109.41				22451.10	>100
-19	2.50	2.00	YY	9	SND	12.72	12.72		250.94				22451.10	89.469
20	3.95	0.00	YY	38	SLU	12.72	12.72		16.76				19757.30	>100
-3	3.95	2.00	YY	9	SND	12.72	12.72		101.49				19757.30	>100

VERIFICA DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.

Si riporta il report dal quale si evince come il valore delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio siano, per i punti considerati, inferiori al limite imposto da normativa.

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	σ_c <daN/cmq>	σ_f <daN/cmq>
-39	0.00	2.00	XX	34	SLE R	12.72	12.72	-13477.80	7.47	713.19
-39	0.00	2.00	XX	36	SLE Q	12.72	12.72	-11029.50	6.11	583.64
-31	1.00	2.00	XX	34	SLE R	12.72	12.72	-7784.08	11.19	780.09
-31	1.00	2.00	XX	36	SLE Q	12.72	12.72	-6222.01	8.95	623.54
-27	1.50	2.00	XX	34	SLE R	12.72	12.72	-5130.21	13.53	771.18
-27	1.50	2.00	XX	36	SLE Q	12.72	12.72	-4049.01	10.68	608.65
-23	2.00	2.00	XX	34	SLE R	12.72	12.72	-3172.96	12.63	627.46
-23	2.00	2.00	XX	36	SLE Q	12.72	12.72	-2482.28	9.88	490.88
-19	2.50	2.00	XX	34	SLE R	12.72	12.72	-1749.14	9.21	416.48
-19	2.50	2.00	XX	36	SLE Q	12.72	12.72	-1358.82	7.15	323.54
18	3.50	0.00	XX	34	SLE R	12.72	12.72	-245.66	2.05	79.22
18	3.50	0.00	XX	36	SLE Q	12.72	12.72	-188.09	1.57	60.65
-39	0.00	2.00	YY	34	SLE R	12.72	12.72	-485.46	0.27	25.69
-39	0.00	2.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	-402.55	0.22	21.30
5	0.50	0.00	YY	40	SLE R	12.72	12.72	52.96	0.03	2.80
5	0.50	0.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	41.86	0.02	2.21
-26	1.50	3.00	YY	34	SLE R	12.72	12.72	-418.45	0.60	41.94
-27	1.50	2.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	-328.30	0.47	32.90
8	1.00	0.00	YY	40	SLE R	12.72	12.72	31.43	0.05	3.15
8	1.00	0.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	29.59	0.04	2.97
-26	1.50	3.00	YY	34	SLE R	12.72	12.72	-418.45	1.10	62.90
-27	1.50	2.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	-328.30	0.87	49.35
-23	2.00	2.00	YY	34	SLE R	12.72	12.72	-282.66	1.13	55.90
-23	2.00	2.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	-220.39	0.88	43.58
-19	2.50	2.00	YY	34	SLE R	12.72	12.72	-153.17	0.81	36.47
-19	2.50	2.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	-118.53	0.62	28.22
18	3.50	0.00	YY	40	SLE R	12.72	12.72	10.46	0.06	2.49
18	3.50	0.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	8.35	0.04	1.99
18	3.50	0.00	YY	40	SLE R	12.72	12.72	10.46	0.09	3.37
18	3.50	0.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	8.35	0.07	2.69
-11	3.50	2.00	YY	34	SLE R	12.72	12.72	-5.09	0.04	1.64
-11	3.50	2.00	YY	36	SLE Q	12.72	12.72	-3.44	0.03	1.11

VERIFICA A FESSURAZIONE.

Si riporta il report dal quale si evince come il valore di apertura delle fessure w_k sia inferiore al limite imposto da normativa.

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K_2	Φ_{eq}	Δ_{sm} <mm>	A_s <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	σ_s <daN/cmq>	ε_{sm}	Wk <mm>
-39	0.00	2.00	XX	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	1027.23	15.27	750.00	583.64	0.17	0.30
-39	0.00	2.00	XX	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	1027.23	15.27	750.00	620.65	0.18	0.32
-31	1.00	2.00	XX	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	534.76	15.27	750.00	623.54	0.18	0.17
-31	1.00	2.00	XX	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	534.76	15.27	750.00	668.27	0.19	0.18
-27	1.50	2.00	XX	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	354.99	15.27	750.00	608.65	0.18	0.11
-27	1.50	2.00	XX	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	354.99	15.27	750.00	655.09	0.19	0.12
-23	2.00	2.00	XX	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	270.21	15.27	750.00	490.88	0.14	0.07
-23	2.00	2.00	XX	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	270.21	15.27	750.00	529.90	0.15	0.07
-19	2.50	2.00	XX	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	225.25	15.27	750.00	323.54	0.09	0.04
-19	2.50	2.00	XX	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	225.25	15.27	750.00	350.10	0.10	0.04
18	3.50	0.00	XX	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	168.42	15.27	748.52	60.65	0.02	0.01
18	3.50	0.00	XX	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	168.42	15.27	748.52	65.96	0.02	0.01
-39	0.00	2.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	1027.23	15.27	750.00	21.30	0.01	0.01
-39	0.00	2.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	1027.23	15.27	750.00	22.55	0.01	0.01
5	0.50	0.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	1027.23	15.27	750.00	2.21	0.00	0.00
5	0.50	0.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	1027.23	15.27	750.00	2.38	0.00	0.00
-27	1.50	2.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	534.76	15.27	750.00	32.90	0.01	0.01
-27	1.50	2.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	534.76	15.27	750.00	35.48	0.01	0.01
8	1.00	0.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	534.76	15.27	750.00	2.97	0.00	0.00
8	1.00	0.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	534.76	15.27	750.00	3.02	0.00	0.00
-27	1.50	2.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	354.99	15.27	750.00	49.35	0.01	0.01
-27	1.50	2.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	354.99	15.27	750.00	53.22	0.02	0.01
-23	2.00	2.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	270.21	15.27	750.00	43.58	0.01	0.01
-23	2.00	2.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	270.21	15.27	750.00	47.10	0.01	0.01
-19	2.50	2.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	225.25	15.27	750.00	28.22	0.01	0.00
-19	2.50	2.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	225.25	15.27	750.00	30.58	0.01	0.00
18	3.50	0.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	225.25	15.27	750.00	1.99	0.00	0.00
18	3.50	0.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	225.25	15.27	750.00	2.13	0.00	0.00
18	3.50	0.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	168.42	15.27	748.52	2.69	0.00	0.00
18	3.50	0.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	168.42	15.27	748.52	2.89	0.00	0.00
-11	3.50	2.00	YY	36	SLE Q	21.00	200.00	0.50	18.00	168.42	15.27	748.52	1.11	0.00	0.00
-10	3.50	3.00	YY	35	SLE F	21.00	200.00	0.50	18.00	168.42	15.27	748.52	1.26	0.00	0.00

10.2 Verifiche strutturali paramento in cemento armato.

Si riportano le verifiche strutturali del paramento verticale in cemento armato, nell'ipotesi di disporre ferri verticali aventi diametro pari a 24 mm a passo 20 cm, e ferri orizzontali aventi diametro 12 mm a passo 20 cm.

VERIFICA A FLESSIONE.

Il momento sollecitante è ovunque inferiore al relativo momento resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

CC	TCC	Zona	Zv <m>	Xi <m>	Xf <m>	N <daN>	My <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	Sic.
33	SLU	Diff.	0.00	0.00	5.00	-91120.30	-119561.00	-91120.30	-204949.00	1.714
33	SLU	Diff.	1.27	0.00	5.00	-80791.40	-108915.00	-80791.40	-203065.00	1.864
33	SLU	Diff.	2.54	0.00	5.00	-70462.50	-106511.00	-70462.50	-201180.00	1.889

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

CC	TCC	Zona	Zv <m>	Xi <m>	Xf <m>	N <daN>	My <daNm>	Nu <daN>	M'ydy <daNm>	Sic.
1	SND	Diff.	0.00	0.00	5.00	-61053.10	-172613.00	-61053.10	-186591.00	1.081
1	SND	Diff.	1.27	0.00	5.00	-53107.80	-115599.00	-53107.80	-185128.00	1.601
1	SND	Diff.	2.54	0.00	5.00	-45162.50	-64078.80	-45162.50	-183663.00	2.866

VERIFICA DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.

Si riporta il report dal quale si evince come il valore delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio siano, per i punti considerati, inferiori al limite imposto da normativa.

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

CC	TCC	Zona	Zv <m>	Xi <m>	Xf <m>	N <daN>	My <daNm>	σ_c <daN/cmq>	σ_f <daN/cmq>
34	SLE R	Diff.	0.00	0.00	5.00	-67965.60	-86430.80	58.28	1668.85
36	SLE Q	Diff.	0.00	0.00	5.00	-61053.10	-72778.60	49.13	1389.72
34	SLE R	Diff.	1.27	0.00	5.00	-60020.30	-79333.50	53.47	1541.44
36	SLE Q	Diff.	1.27	0.00	5.00	-53107.80	-65681.40	44.31	1262.28
34	SLE R	Diff.	2.54	0.00	5.00	-52075.00	-77730.90	52.30	1537.78
36	SLE Q	Diff.	2.54	0.00	5.00	-45162.50	-64078.80	43.14	1258.56

VERIFICA A FESSURAZIONE.

Si riporta il report dal quale si evince come il valore di apertura delle fessure w_k sia inferiore al limite imposto da normativa.

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

CC	TCC	Zona	Zv <m>	Xi <m>	Xf <m>	N <daN>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K_2	Φ_{eq}	Δ_{sm} <mm>	A_s <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	σ_s <daN/cmq>	ε_{sm}	Wk <mm>
36	SLE Q	Diff.	0.00	0.00	5.00	-61053.10	-72778.60	62.00	194.08	0.50	24.00	243.84	117.62	5873.12	1389.72	0.40	0.17
35	SLE F	Diff.	0.00	0.00	5.00	-63028.10	-76679.30	62.00	194.08	0.50	24.00	243.97	117.62	5879.39	1469.47	0.43	0.18
36	SLE Q	Diff.	1.27	0.00	5.00	-53107.80	-65681.40	62.00	194.08	0.50	24.00	244.07	117.62	5884.35	1262.28	0.37	0.15
35	SLE F	Diff.	1.27	0.00	5.00	-55082.80	-69582.00	62.00	194.08	0.50	24.00	244.19	117.62	5890.60	1342.03	0.39	0.16
36	SLE Q	Diff.	2.54	0.00	5.00	-45162.50	-64078.80	62.00	194.08	0.50	24.00	244.84	117.62	5922.37	1258.56	0.37	0.15
35	SLE F	Diff.	2.54	0.00	5.00	-47137.50	-67979.40	62.00	194.08	0.50	24.00	244.93	117.62	5926.50	1338.34	0.39	0.16

11. CONCLUSIONI.

La presente relazione ha descritto gli interventi strutturali e di carattere geotecnico da prevedersi nell'ambito del progetto di realizzazione delle opere di miglioramento e resilienza del lungomare del Prino e piazzale Lamboglia, nel comune di Imperia.
Le opere strutturali in elevazione sono state dimensionate e verificate mediante l'ausiliio del programma di calcolo ModeSt 8.25, prodotto da Tecnisoft Harpaceas, implementando un'analisi sismica di tipo statica lineare.
Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il DM 17/01/2018.
Si rimanda agli allegati di calcolo per le verifiche strutturali puntuali di ciascun elemento strutturale.