



AMBITO 4 PROGETTO DI INTERFACCIA PORTO CITTA'
**INTERVENTI PER LA FRUIBILITA' PROTETTA DELLA PASSEGGIATA
SUL MARE IN CORRISPONDENZA DEL MOLO DI PONENTE**
PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTAZIONE:



Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI



Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Antonino SUTERA

PROGER MANAGER E RESPONSABILE INTEGRAZIONE
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Carlo LISTORTI
Dott. Ing. Roberto D'ORAZIO

RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Antonino SUTERA

SUPPORTO SPECIALISTICO OPERE MARITTIME:

Dott. Ing. Franco GRIMALDI

SUPPORTO SPECIALISTICO WATERFRONT:

Dott. Ing. Paolo VIOLA
Dott. Arch. Giacomo GUARNERI
Dott. Arch. Andrea ANGELI
Dott. Arch. Francesca GANGEMI

SUPPORTO MODELLAZIONE MOTO ONDOSO:

Dott. Ing. Andrea PEDRONCINI
Dott. Ing. Davide PERSI

RESPONSABILE STRUTTURE:

Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI
Dott. Geol. Mario MASCARUCCI

GEOLOGIA:

Dott. Geol. Mario MASCARUCCI

GEOTECNICA:

Dott. Ing. Ylenia MASCARUCCI

SUPPORTO SPEC. GEOLOGIA E GEOTECNICA:

Dott. Ing. Paolo MARCELLINO

RESPONSABILE AMBIENTE:

Dott. Ing. Marco SANDRUCCI
Dott. Ing. Vincenzo IACOPINO

SUPPORTO SPECIALISTICO RAPPORTI ENTI:

Dott. Ing. Diego NESPOLO

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Dott. Ing. Giuseppe BERNARDO

D.06

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA - OPERE STRUTTURALI

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta della stessa. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.

Nome File	Scala	Commessa	Codice Elaborato					
DNC113_PD_D.06.dwg		P18062	D	00	00	G	RL	07

REVISIONI	REV. n°	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
	00	20/06/2019				

R.U.P.:

Geom. Domenico CIAVARELLA

VISTI/APPROVAZIONI:

INDICE

1	RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA	3
1.1	<i>DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA</i>	3
1.2	<i>CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI TERRENI</i>	5
1.2.1	<i>Descrizione stratigrafica</i>	5
1.2.2	<i>Caratteristiche fisiche</i>	6
1.2.3	<i>Granulometria</i>	6
2	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ANALISI SVOLTA	8
2.1	<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	8
2.1.1	<i>Referenze tecniche (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)</i>	8
2.1.2	<i>Misura della sicurezza</i>	8
2.1.3	<i>Modelli di calcolo</i>	9
2.2	<i>AZIONI SULLA COSTRUZIONE</i>	10
2.2.1	<i>Azioni ambientali e naturali</i>	10
2.2.2	<i>Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche</i>	11
2.2.3	<i>Azione sismica</i>	13
2.2.4	<i>Azioni dovute al vento</i>	13
2.2.5	<i>Azioni dovute alla temperatura</i>	13
2.2.6	<i>Neve</i>	14
2.2.7	<i>Azioni antropiche e pesi propri</i>	14
2.2.8	<i>Combinazioni di calcolo</i>	14
2.2.9	<i>Combinazioni delle azioni sulla costruzione</i>	15
2.3	<i>TOLLERANZE</i>	16
2.4	<i>DURABILITÀ</i>	16
2.5	<i>PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO</i>	17
2.6	<i>TIPO ANALISI SVOLTA</i>	17
2.6.1	<i>Tipo di analisi e motivazione</i>	17
2.6.2	<i>Metodo di risoluzione della struttura</i>	17
2.6.3	<i>Metodo di verifica sezionale</i>	18
2.6.4	<i>Combinazioni di carico adottate</i>	18
2.6.5	<i>Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico</i>	18
2.7	<i>ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO</i>	19
2.7.1	<i>Affidabilità dei codici utilizzati</i>	19

2.7.2	<i>Validazione dei codici</i>	19
2.7.3	<i>Presentazione sintetica dei risultati</i>	19
2.7.4	<i>Informazioni sull'elaborazione</i>	20
2.7.5	<i>Giudizio motivato di accettabilità</i>	21
3	RELAZIONE DI CALCOLO	22
3.1	<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	22
3.2	<i>METODI DI CALCOLO</i>	22
3.2.1	<i>Calcolo spostamenti e caratteristiche</i>	22
3.3	<i>RELAZIONE SUI MATERIALI</i>	23
3.4	<i>ANALISI SISMICA DINAMICA A MASSE CONCENTRATE</i>	23
3.5	<i>VERIFICHE</i>	23
3.6	<i>DIMENSIONAMENTO MINIMO DELLE ARMATURE</i>	24
3.7	<i>SISTEMI DI RIFERIMENTO</i>	25
3.7.1	<i>Sistema globale della struttura spaziale</i>	25
3.7.2	<i>Sistema locale delle aste</i>	25
3.7.3	<i>Sistema locale dell'elemento shell</i>	26
3.8	<i>UNITÀ DI MISURA</i>	26
3.9	<i>CONVENZIONI SUI SEGNI</i>	26
4	RELAZIONE FONDAZIONI - GEOTECNICA	27
4.1	<i>DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA</i>	27
4.2	<i>CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEI TERRENI</i>	27
4.3	<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	28
4.4	<i>CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI</i>	28
4.5	<i>CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE</i>	31
4.6	<i>CALCOLO DEI CEDIMENTI</i>	32

1 RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

Per una immediata comprensione delle condizioni sismiche, si riporta il seguente:

RIEPILOGO PARAMETRI SISMICI

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	3
Categoria del Suolo	C
Categoria Topografica	1
Latitudine del sito oggetto di edificazione	44.07082
Longitudine del sito oggetto di edificazione	10.03186

1.1 Descrizione generale dell'opera

La presente ha per oggetto la realizzazione di una passerella ciclo pedonale da realizzarsi nella zona del porto di Marina di Carrara.

La struttura avrà sviluppo rettilineo e una lunghezza di circa 330 m perpendicolarmente alla linea di costa e di circa 850 ml parallelamente alla costa.



La porzione di intervento perpendicolare alla costa, sarà costituita da rampe e pianerottoli di sosta, nel rispetto della normativa vigente in materia di barriere architettoniche.

La struttura sarà realizzata mediante costruzione di una platea generale in CA avente spessore pari a cm 50 idoneamente armata, e setti verticali, il piano di camminamento sarà costituito da soletta in CA senza funzione strutturale impostata su materiale di riempimento della sezione ad U realizzata da platea e setti.

Il materiale da riempimento e la soletta del piano di camminamento sono stati schematizzati come carichi statici sulla platea; i setti sono stati caricati con la spinta del materiale di riempimento.

La porzione di intervento parallela alla costa sarà realizzata mediante realizzazione di soletta in CA avente spessore pari a 45 cm sulla sommità del muro paraonde, collegata ad esso da setti verticali in CA aventi spessore pari a cm 50.

Al fine dei calcoli sono state analizzate le sezioni più significative la cui ubicazione può essere desunta dagli elaborati grafici allegati.

Per ciò che concerne la Piazza intestata al muro paraonde, è stata realizzata una struttura intelaiata in c.a; i telai sono del tipo bidirezionale, la platea di fondazione poggia sul massiccio della scogliera e del muro paraonde, ha spessore pari a cm 40 e risulta essere armata in maniera idonea con armatura bidirezionale.

I pilastri sono di due tipologie: rettangolari e circolari.

Le travi del piano di copertura (piazza) sono del tipo ricalate ed hanno dimensioni pari a cm 40x70 e cm 40x55.

Il solaio è del tipo a lastre tralicciate ad armatura lenta ed ha spessore pari a cm 30+5 ed ha estradosso posto ad una quota di +4.76 m rispetto all'estradosso della piastra di base.

Una porzione della piazza è costituita da soletta in c.a. collegata alla struttura del muro paraonde mediante setti verticali aventi spessore pari a cm 40.

1.2 Caratterizzazione geomeccanica dei terreni

Per la caratterizzazione geomeccanica dei terreni di fondazione e per la definizione di dettaglio della stratigrafia locale, sono state eseguite nell'ambito del presente studio delle specifiche indagini in sito dalla BIERREGI srl. L'ubicazione di tali indagini è riportata nell'allegato progettuale "B.03 – Indagini geognostiche e sulle strutture esistenti".

La campagna geognostica e geofisica ha comportato l'esecuzione di una perforazione a carotaggio continuo, spinta fino alla profondità di 30 metri dal p.c., nel corso della quale sono state effettuate n° 6 prove penetrometriche dinamiche "S.P.T." e prelevati n° 6 campioni, sottoposti a prove ed analisi di laboratorio; quindi è stata eseguita una prova sismica in foro del tipo down-hole.

Per la consultazione integrale dei risultati delle indagini e delle prove effettuate, si rimanda all'elaborato "B.03 – Indagini geognostiche e sulle strutture esistenti".

1.2.1 Descrizione stratigrafica

Il sondaggio "S1-DH", eseguito nei giorni 27 e 28 maggio 2019 ad andamento verticale fino alla profondità di 30 metri dal p.c., ha evidenziato la seguente successione stratigrafica, costituita essenzialmente da piroclastiti sabbioso-limose alternate, negli strati più profondi, a breccie e lave.

Profondità dal p.c. (m.)	Descrizione
0,00 - 5,50	Sabbia medio-fine debolmente limosa-argillosa di colore grigio
5,50 - 10,30	Sabbia medio-grossolana debolmente limosa-argillosa di colore grigio
10,30 - 21,00	Sabbia fine debolmente limosa-argillosa di colore grigio
21,00 - 25,00	Sabbia fine debolmente limosa-argillosa di colore grigio, con elementi conchigliari, con tendenziale aumento della frazione fine con la profondità
25,00 - 26,50	Limo argilloso-sabbioso di colore grigio con elementi conchigliiferi
26,50 - 28,00	Sabbia medio-fine debolmente limosa-argillosa di colore grigio con elementi conchigliiferi
28,00 - 30,00	Sabbia grossolana con ghiaietto di colore oca

1.2.2 Caratteristiche fisiche

Nel corso del sondaggio "S1-DH" sono stati prelevati 6 campioni rimaneggiati, gli stessi sono stati poi sottoposti ad analisi e prove di laboratorio. Nella tabella che segue sono riportati le caratteristiche fisiche generali determinate:

Campione	Descrizione	Profondità dal p.c.	Peso volume naturale (γ) KN/m ³	Peso specifico parte solida (γ_s) g/cm ³	Contenuto d'acqua allo stato naturale (wn)	Peso volume immerso (γ') KN/m ³	Peso volume saturo (γ_{sat}) KN/m ³
Cr1	sabbia mediofine limosa	3,00 - 3,50	19.60	2,679	15.20 %	10,70	20.46
Cr2	sabbia da grossa a fine limosa	8,00 - 8,50	20.70	2,675	11.20 %	11,70	21.45
Cr3	sabbia fine con limo	12,00 - 12,50	20.60	2,678	18.10 %	11,00	20.73

1.2.3 Granulometria

I suddetti campioni sono stati sottoposti ad analisi granulometriche mediante stacciatura a secco, al fine di classificare il terreno secondo la composizione percentuale delle sue particelle solide suddivise per classi granulometriche.

Campione	Profondità da p.c. (m.)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
Cr1	3,00 - 3,50	0.10	74.10	22.10	3.70
Cr2	8,00 - 8,50	2.70	73.70	20.80	2.80
Cr3	12,00 - 12,50	0.00	61.90	31.70	6.40
Cr4	15,00 - 15,45	0.60	80.60	18.90 (*)	
Cr5	20,00 - 20,45	0.00	73.80	26.20 (*)	
Cr6	25,00 - 25,45	0.00	41.00	59.00 (*)	

(*) Limo +Argilla

Dall'analisi combinata dei dati ricavati dall'elaborazione delle suddette prospezioni geologiche e geofisiche, delle prove di laboratorio e dall'analisi più generale del contesto geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismostratigrafico dell'area sede di realizzazione dell'intervento in progetto, è stato ricostruito il seguente "modello geologico",

con l'individuazione delle "unità litotecniche", raggruppabili nella seguente successione.

Unità 1

Profondità da 0,00 a - 25,00 metri. Terreni essenzialmente sciolti, costituiti da sabbia medio-fine debolmente limosa-argillosa di colore grigio, nei quali il numero dei colpi (N_{SPT}) si è attestato su valori compresi tra 6 e 13.

Unità 2

Profondità da - 25,00 a - 26,50 metri. Un livello poco spesso, leggermente coesivo, costituito da limo argilloso-sabbioso di colore grigio con elementi conchigliiferi.

Unità 3

Profondità da - 26,50 a - 30,00 metri circa. Sabbia medio-fine debolmente limosa-argillosa di colore grigio, passante verso il basso a sabbia grossolana con ghiaietto. All'interno di questa unità è stato riscontrato un aumento delle velocità delle onde S con la profondità, tipico di terreni compatti e con un buon grado di addensamento.

I diversi orizzonti sono stati quindi distinti e classificati tenendo conto del loro comportamento geomeccanico. Nella tabella che segue si riportano il modulo di elasticità, la velocità delle onde S e i valori medi dei parametri geotecnici assunti, in termini di tensioni efficaci.

Unità	Descrizione	Profondità (m.l.)	Angolo d'attrito interno ϕ' (°)	Peso di volume naturale γ (KN/m ³)	Peso di volume saturo γ_{sat} (KN/m ³)	Coesione C' (Kg/cm ²)	Modulo di Young E (Kg/cm ²)	Vs (m/s)
1	Sabbia medio-fine debolmente limosa-argillosa	da 0,00 a - 25,00	24,8° - 33,2°	19,60 - 20,70	20,46 - 21,45	0,00	829 - 2500	128 - 198
2	Limo e argilla con sabbia fina	da - 25,00 a - 26,50	23,8°	21,60	21,78	0,10 - 0,20	4848	269
3	Sabbia da mediofine a grossolana con ghiaietto	da - 26,50 a - 30,00	32° - 34°	21,18	21,64	0,00	10138	394

2 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ANALISI SVOLTA

2.1 Normativa di riferimento

- D.M 17/01/2018 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;

2.1.1 Referenze tecniche (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)

- UNI ENV 1992-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1 – Costruzioni in legno
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

2.1.2 Misura della sicurezza

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limiti definiti di concerto dal Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17/01/2018 e successive modifiche ed integrazioni.

In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare

eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il Committente e coerentemente alle NTC 2018 si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni;
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (S.L.D.) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al Committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.

Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

2.1.3 Modelli di calcolo

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17/01/2018.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 17/01/18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 la quale è stata utilizzata come **norma di dettaglio**.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

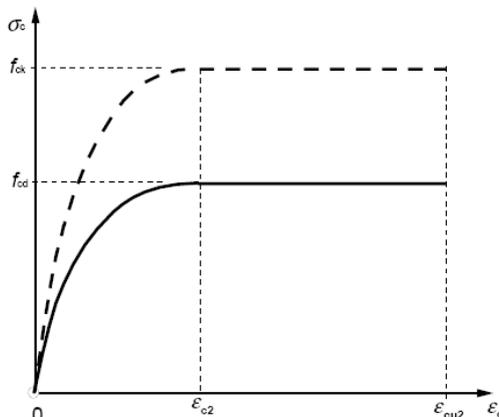


Figura 1.1 Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

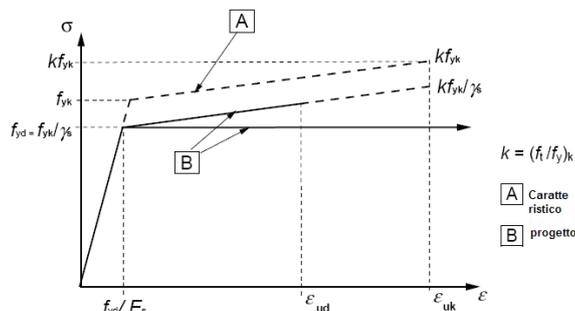


Figura 1.2 Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4;
- legame elastico lineare per le sezioni in legno;
- legame elasto-viscoso per gli isolatori.

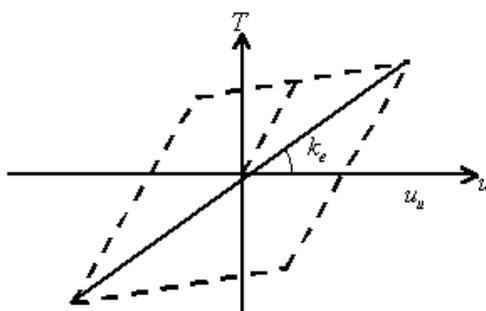


Figura 1.3 Legame costitutivo per gli isolatori.

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

2.2 Azioni sulla costruzione

2.2.1 Azioni ambientali e naturali

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.)
- Stato Limite di Danno (S.L.D.)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.)

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 riportate nella successiva tabella:

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

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17/01/2018 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d'Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto dal cap. 3 del D.M. 17/01/18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

2.2.2 Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]

- carichi verticali concentrati
- carichi orizzontali lineari

Q_k [kN]
 H_k [kN/m]

Categ.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥4,00	≥4,00	≥2,00
D	Ambienti ad uso commerciale Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F – G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti) Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	da valutarsi caso per caso		
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2018. I carichi verticali concentrati Q_k sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

In particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

2.2.3 Azione sismica

Ai fini delle N.T.C. 2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

L'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle N.T.C. 2018, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

2.2.4 Azioni dovute al vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 17/01/18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

2.2.5 Azioni dovute alla temperatura

È stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, in quanto irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15° C.

Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr. § 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle N.T.C. 2018.

2.2.6 Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_j \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

in cui si ha:

q_s = carico neve sulla copertura;

μ_j = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle N.T.C. 2018 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);

C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

2.2.7 Azioni antropiche e pesi propri

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica, è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

2.2.8 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- **Combinazione quasi permanente** (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni

eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (ad es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2018.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I..

La struttura deve essere progettata in modo tale che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

2.2.9 Combinazioni delle azioni sulla costruzione

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

2.3 Tolleranze

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle norme europee EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro – 5 mm (EC2 4.4.1.3)
- Per dimensioni ≤ 150mm ± 5 mm
- Per dimensioni = 400 mm ± 15 mm
- Per dimensioni ≥ 2500 mm ± 30 mm
- Per i valori intermedi interpolare linearmente.

2.4 Durabilità

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (S.L.E.) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni.

2.5 Prestazioni attese al collaudo

La struttura al collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17/01/2018.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

2.6 Tipo Analisi svolta

2.6.1 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 indicata nelle NTC 2018 come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione.

Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

2.6.2 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.

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.

2.6.3 Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

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, etc...)

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

- Legame parabola rettangolo per il cls
- Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

2.6.4 Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	NO
SLD	SI
SLV	SI
SLC	NO
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 1/ Approccio 2	SI - CON NTC18 SOLO APPROCCIO 2
SLU terreno A2 – Approccio 1	NON PREVISTA DALLE NTC18

2.6.5 Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che 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 dalle NTC 2018 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.

2.7 Origine e Caratteristiche dei codici di calcolo

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2019
Nro Licenza	34793

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).

2.7.1 Affidabilità dei codici utilizzati

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>

2.7.2 Validazione dei codici

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

2.7.3 Presentazione sintetica dei risultati

Una sintesi del comportamento della struttura è consegnata nelle tabelle di sintesi dei risultati, riportate in appresso, e nelle rappresentazioni grafiche allegate in coda alla

presente relazione in cui sono rappresentate le principali grandezze (deformate, sollecitazioni, etc..) per le parti più sollecitate della struttura in esame.

Tabellina Riassuntiva delle % Massa Eccitata

Il numero dei modi di vibrare considerato (12) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	93
Y	95
Z	NON SELEZIONATA

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Shell in c.a.	0 su 4	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO

2.7.4 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.

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.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

2.7.5 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 la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del CDSWin, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

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

Da quanto sopra esposto 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.

3 RELAZIONE DI CALCOLO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, la verifica delle tensioni di lavoro dei materiali e del terreno.

3.1 Normativa di riferimento

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “*Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”.

3.2 Metodi di calcolo

I metodi di calcolo adottati per il calcolo sono i seguenti:

- Per i carichi statici: *METODO DELLE DEFORMAZIONI*;
- Per i carichi sismici: metodo dell’*ANALISI MODALE* o dell’*ANALISI SISMICA STATICA EQUIVALENTE*.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l’ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote.

3.2.1 Calcolo spostamenti e caratteristiche

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (**F.E.M.**).

Possono essere inseriti due tipi di elementi:

- 1) Elemento monodimensionale asta (*beam*) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.
- 2) L’elemento bidimensionale shell (*quad*) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il *metodo di CHOLESKY*.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

3.3 Relazione sui materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono descritte nei tabulati riportati nel seguito per ciascuna tipologia di materiale utilizzato.

3.4 Analisi sismica dinamica a masse concentrate

L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo delle "iterazioni nel sottospazio".

I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze modali che vengono applicate su ciascun nodo spaziale (tre forze, in direzione X, Y e Z, e tre momenti).

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

I valori stampati nei tabulati finali allegati sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'equilibrio ai nodi perde di significato. I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinati linearmente (in somma e in differenza) con quelli per i carichi statici al fine di ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

3.5 Verifiche

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle

staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La fondazione su travi rovesce è risolta contemporaneamente alla sovrastruttura tenendo in conto sia la rigidezza flettente che quella torcente, utilizzando per l'analisi agli elementi finiti l'elemento asta su suolo elastico alla WINKLER.

Le travate possono incrociarsi con angoli qualsiasi e avere dei disassamenti rispetto ai pilastri su cui si appoggiano.

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidezza relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

3.6 Dimensionamento minimo delle armature

Per il calcolo delle armature sono stati rispettati i minimi di legge di seguito riportati:

TRAVI:

- 1) Area minima delle staffe pari a $1.5 \cdot b$ mmq/ml, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0,8 dell'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro. In prossimità degli appoggi o di carichi concentrati per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione, il passo minimo sarà 12 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale.
- 2) Armatura longitudinale in zona tesa $\geq 0,15\%$ della sezione di calcestruzzo. Alle estremità è disposta una armatura inferiore minima che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio.
- 3) In zona sismica, nelle zone critiche il passo staffe è non superiore al minimo di:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
 - 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 24 volte il diametro delle armature trasversali.

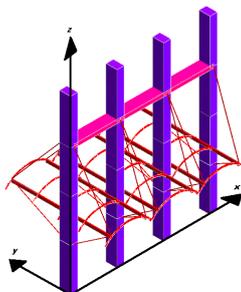
Le zone critiche si estendono, per CDB e CDA, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro. Nelle zone critiche della trave il rapporto fra l'armatura compressa e quella tesa è maggiore o uguale a 0,5.

PILASTRI:

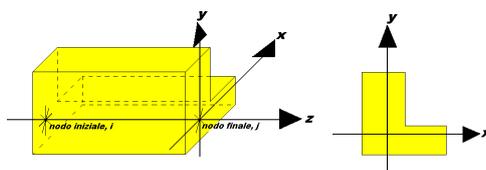
- 1) Armatura longitudinale compresa fra 0,3% e 4% della sezione effettiva e non minore di $0,10 \cdot N_{ed} / f_{yd}$;
- 2) Barre longitudinali con diametro ≥ 12 mm;
- 3) Diametro staffe ≥ 6 mm e comunque $\geq 1/4$ del diametro max delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 30 cm.
- 4) In zona sismica l'armatura longitudinale è almeno pari all'1% della sezione effettiva; il passo delle staffe di contenimento è non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CDA e CDB.

3.7 Sistemi di riferimento**3.7.1 Sistema globale della struttura spaziale**

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:

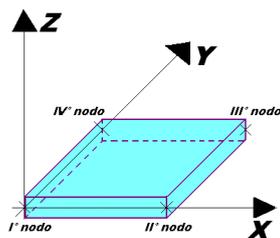
**3.7.2 Sistema locale delle aste**

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X e Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



3.7.3 Sistema locale dell'elemento shell

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dell'elemento shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



3.8 Unità di misura

Si adottano le seguenti unità di misura:

[lunghezze]	= m
[forze]	= kgf / daN
[tempo]	= sec
[temperatura]	= °C

3.9 Convenzioni sui segni

I carichi agenti sono:

- 1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

4 RELAZIONE FONDAZIONI - GEOTECNICA

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, la verifica delle tensioni di lavoro dei materiali e del terreno.

4.1 Descrizione generale dell'opera

La presente ha per oggetto la realizzazione di una passerella ciclo pedonale da realizzarsi nella zona del porto di Marina di Carrara.

La struttura avrà sviluppo rettilineo e una lunghezza di circa 330 m.

Sara costituita da rampe e pianerottoli di sosta, nel rispetto della normativa vigente in materia di barriere architettoniche.

La struttura sarà realizzata mediante costruzione di una platea generale in CA avente spessore pari a 50 cm idoneamente armata, e setti verticali, il piano di camminamento sarà costituito da soletta in CA senza funzione strutturale impostata su materiale di riempimento della sezione ad U realizzata da platea e setti.

Il materiale da riempimento e la soletta del piano di camminamento sono stati schematizzati come carichi statici sulla platea; i setti sono stati caricati con la spinta del materiale di riempimento.

Al fine dei calcoli sono state analizzate le sezioni più significative la cui ubicazione può essere desunta dagli elaborati grafici allegati.

4.2 Caratterizzazione geomeccanica dei terreni

Per la caratterizzazione geomeccanica dei terreni di fondazione e per la definizione di dettaglio della stratigrafia locale, come già trattato nei paragrafi precedenti, sono state eseguite nell'ambito del presente studio delle specifiche indagini in sito dalla BIERREGI srl. L'ubicazione di tali indagini è riportata nell'elaborato progettuale "*B.03 – Indagini geognostiche e sulle strutture esistenti*". La campagna geognostica e geofisica ha comportato l'esecuzione di una perforazione a carotaggio continuo, spinta fino alla profondità di 30 metri dal p.c., nel corso della quale sono state effettuate n° 6 prove penetrometriche dinamiche "S.P.T." e prelevati n° 6 campioni, sottoposti a prove ed analisi di laboratorio; quindi è stata eseguita una prova sismica in foro del tipo down-hole.

Per la consultazione integrale dei risultati delle indagini e delle prove effettuate, si rimanda all'elaborato progettuale "*B.03 – Indagini geognostiche e sulle strutture esistenti*".

Per quanto riguarda la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti i vari stati, si rimanda par.1.2 della presente relazione.

4.3 Normativa di riferimento

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “*Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

Per il calcolo delle strutture in oggetto si adotteranno i criteri della Geotecnica e della Scienza delle Costruzioni.

4.4 Capacità portante di fondazioni superficiali

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo BRINCH-HANSEN:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_\gamma Y_\gamma i_\gamma b_\gamma s_\gamma$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = carico sul piano di fondazione

B = lato minore della fondazione

L = lato maggiore della fondazione

D = profondità della fondazione

α = inclinazione base della fondazione

G = peso specifico del terreno

B' = larghezza di fondazione ridotta = $B - 2 e_B$

L' = lunghezza di fondazione ridotta = $L - 2 e_L$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali

N = risultante delle forze verticali

e_B = eccentricità del carico verticale lungo B

e_L = eccentricità del carico verticale lungo L

F_{hB} = forza orizzontale lungo B

F_{hL} = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = inclinazione terreno a valle

$c = c_u$ = coesione non drenata (condizioni U)

$c = c'$ = coesione drenata (condizioni D)

Γ = peso specifico apparente (condizioni U)

$\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)

$\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)

$\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi \cdot \tan \phi) \quad (\text{PRANDTL-CAQUOT-MEYERHOF})$$

$$Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{VESIC})$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{REISSNER-MEYERHOF})$$

$$Nc = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$Ir = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

q' = pressione litostatica efficace alla profondità $D + \frac{B}{2}$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

E = modulo elastico normale

μ = coefficiente di POISSON

$$Icr = \frac{1}{2} \exp\left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})}\right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (VESIC):

$$Yq = Yg = \exp\left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4\right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'}\right] \quad \text{in condizioni drenate, per } Ir \leq Icr$$

$$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (VESIC):

$$ig = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'}\right)^{m+1}$$

$$iq = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'}\right)^m$$

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times c_u \times N_c} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (BRINCH-HANSEN):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{N_c \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto

inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e I_{gk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore I_{gk} modifica invece il solo coefficiente N_g ; il fattore N_g viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

4.5 Capacità portante delle platee

La verifica agli S.L.U. delle platee di fondazione risulta particolarmente difficoltosa poiché tali fondazioni spesso hanno forme non rettangolari e pertanto non è possibile valutarne la capacità portante attraverso le classiche formule della geotecnica.

Per potere valutare la portanza delle platee si è quindi implementato un tipo di verifica in cui la fondazione viene modellata per intero (potendo essere costituita, nella forma più generale, da travi rovesce, plinti, pali e platee).

In particolare, gli elementi strutturali vengono modellati in campo elastico lineare, mentre il terreno viene modellato come un letto di molle:

- a) lineari elastiche e non reagenti a trazione per le platee;
- b) molle non lineari elasto-plastiche non reagenti a trazione per le travi WINKLER ed i plinti diretti.

Per le molle elastiche delle platee viene calcolato anche il limite elastico, al fine di bloccare il calcolo del moltiplicatore dei carichi qualora venga raggiunto tale limite.

Il legame di tipo elastico reagente a sola compressione è ottenuto utilizzando come rigidità all'origine la costante di WINKLER del terreno. Il modello così ottenuto è in grado di tenere in conto dell'eterogeneità del terreno in maniera puntuale. Su tale modello viene quindi condotta un'analisi non lineare a controllo di forza immettendo le forze agenti sulla fondazione.

Il calcolo viene interrotto quando le molle delle platee attingono al loro limite elastico o qualora venga raggiunto uno stato di incipiente formazione di cerniere plastiche nelle travi WINKLER. In corrispondenza a tali eventi viene calcolato il moltiplicatore dei carichi.

4.6 Calcolo dei cedimenti

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di STEINBRENNER, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L :

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$M = B / z$$

$$N = L / z$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V1 = (M \times N)^2$$