



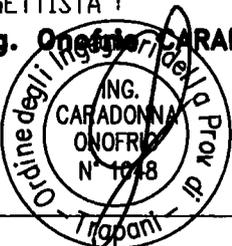
Unione Europea
REPUBBLICA ITALIANA

Regione Siciliana

Assessorato Regionale delle Infrastrutture e della Mobilità
Dipartimento Delle Infrastrutture, Della Mobilità e dei Trasporti
Sevizio 8 - Infrastrutture Marittime e Portuali

COMUNE DI CASTELVETRANO
PROVINCIA DI TRAPANI

POTENZIAMENTO DELLA STRUTTURA PORTUALE DI MARINELLA DI
SELINUNTE, ATTRAVERSO IL DRAGAGGIO DEI FONDALI, IL
CONSOLIDAMENTO DELLE OPERE STRUTTURALI ESISTENTI,
L'ILLUMINAZIONE E L'ADEGUAMENTO DEI PONTILI.

1				
0	051219	Prima emissione		
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO
TITOLO ELABORATO: STRUTTURE RELAZIONE GENERALE, RELAZIONE DI CALCOLO E DEI MATERIALE			PROGETTO N° 048 ELABORATO REV. T 1 4 0	
 STUDIO DI PROGETTAZIONE Ing. Onofrio CARADONNA Viale Finocchiaro Aprile 26 91024 GIBELLINA (TP) Cell. 3494414762- EMAIL: Ing.ocaradonna@libero.it			SOSTITUISCE ELABORATO 0 0 0 0	
COLLABORATORI: Geom. vito Clemense e Geom. Denise Maria Zelante				
PROGETTISTA : Ing. Onofrio CARADONNA 		IL DIRETTORE DEI LAVORI :		RUP:
<small>RISERVATI TUTTI I DIRITTI DI RIPRODUZIONE DI QUESTO DISEGNO O DI SUE PARTI</small>				
<small>DESIGN BY OC</small>				

PROGETTO: “POTENZIAMENTO DELLA STRUTTURA PORTUALE DI MARINELLA DI SELINUNTE, ATTRAVERSO IL DRAGAGGIO DEI FONDALI, IL CONSOLIDAMENTO DELLE OPERE STRUTTURALI ESISTENTI, L'ILLUMINAZIONE E L'ADEGUAMENTO DEI PONTILI.”

DESCRIZIONE GENERALE OPERA

L'edificio in oggetto, ubicato nel Comune di Castelvetrano (TP) alla latitudine **37,58166°** e alla longitudine **12,84094 °** si trova a **1,00** m sul livello del mare.

Il progetto consiste nella realizzazione di una paratia e di una banchina in c.a.

Tipo di costruzione: Costruzione in c.a.

La struttura sarà a pareti interamente in cemento armato normale. Verrà realizzata con piastre e pali in c.a.

Le fondazioni saranno del tipo diretto con platea dello spessore di 30.00 cm, i pali della paratia saranno realizzati del diametro di 60.0 cm, collegati in testa con una trave delle dimensioni 60*80 cm

TIPOLOGIA D'INTERVENTO

Nuova Costruzione.

VALUTAZIONE DELLA PORTANZA

Lo studio della stabilità del complesso terreno-opera di fondazione viene svolto con riferimento a quel valore del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiungano condizioni di rottura.

Viene determinato, pertanto, il valore della tensione trasmessa dalla platea di fondazioni sul terreno. Tale valore sarà quindi confrontato con il valore richiesto dal calcolo con un opportuno coefficiente di sicurezza.

I valori caratteristici del terreno di fondazione sono riportate nella relazione geologica allegata alla presente. La relazione geotecnica è allegata alla presente. Da essa si evince che i valori del complesso terreno-fondazione sono sufficienti a sopportare i carichi trasmessi dalle strutture sovrastanti.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle opere si è svolta nel rispetto della seguente normativa vigente:

- D.M 17.01.2018 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;

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

STATI LIMITE ADOTTATI IN RELAZIONE ALLA PRESTAZIONE ATTESE

Le norme NTC 2018, 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 limite definiti di concerto con il 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 s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**SLU**) 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 (**SLE**) 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 norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (**SLD**) 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 quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale, Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse 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 accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ..)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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

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 (SLO)**
- **Stato Limite di Danno (SLD)**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione

sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite P_{VR} :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
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 gennaio 2018 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale : **100 anni**
- Classe d'Uso; **IV**
- Categoria del suolo; Ai fini della definizione della forza sismica il suolo di fondazione viene classificato come **categoria "C"**, per quanto si evince dalla relazione geologica
- Categoria Topografica; **T₁**
- Coefficiente Amplificazione Topografica S_T ; **1.00**
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione:

Long. Est **12,84094** Lat. Nord **37,58166**.

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.

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 al cap. 3 del DM 11.01.18 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Nel caso in specie trattandosi di opere di classe II, gli stati limite da verificare ed il tipo di verifica da effettuare secondo norma sono i seguenti:

- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Salvaguardia (SLV) con verifica di resistenza.

DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si è fatto 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 Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

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

Categ.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
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
C	Ambienti suscettibili di affollamento. Cat. C1 – Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 – Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sporte relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 – Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5,00	5,00	2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	> 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	-	-	-
F – G	Rimesse e parcheggi. Cat. F – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN, da valutarsi caso per caso	-	-	-
H	Coperture e sottotetti. Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 – Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 – Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) 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

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all’utilizzo ed alla forma dell’orizzontamento, in generale con 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.

MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all’azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi

- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3
- verifiche tensionali per le sezioni in legno
- analisi statica non lineare (push Over), quando specificato, nelle elaborazioni numeriche allegate

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si è fatto riferimento al D.M. 17.01.2018.

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

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 euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro – 10 mm (EC2 4.4.1.3)
- Per dimensioni ≤ 150 mm ± 5 mm
- Per dimensioni ≤ 400 mm ± 15 mm
- Per dimensioni ≥ 2500 mm ± 30 mm

Per i valori intermedi con interpolazione lineare.

DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (**SLE**) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà essere utilizzata 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 stati riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è stata posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo 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 stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il Direttore dei Lavori si impegna ad implementare 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” DM 17.01.2018. e relative Istruzioni.

RELAZIONE DI CALCOLO

MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è stato quello degli Stati Limite (**SL**) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi **SLU** e gli stati limite di esercizio **SLE**.

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

CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

1. Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;
2. Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione:
3. Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.
*(per le analisi sismiche di tipo **PUSHOVER** con le modalità previste dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i).*

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.

Le verifiche sono state effettuate sia 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..)

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di eventuali orizzontamenti sono stati tenuti in conto con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali.

Nel caso di calcolo della capacità di una struttura progettata, o di una esistente, a resistere al sisma, con verifica dell'effettiva duttilità strutturale si è ricorso ad una analisi statica di tipo non lineare (PUSHOVER).

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazione superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

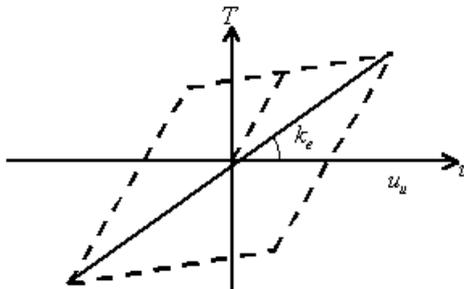
Nel caso di fondazioni profonde i pali vengono modellati sia per le azioni verticali che trasversali modellando il terreno alla Winkler in funzione del modulo di reazione orizzontale.

Nel caso delle strutture isolate alla base gli isolatori sono stati modellati come elementi a due nodi a comportamento elasto-viscoso deformabili sia a taglio che assialmente.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare, mentre nelle eventuali analisi non lineari di tipo PUSHOVER i legami costitutivi utilizzati sono di tipo elastoplastico - incrudente a duttilità limitata, elasto-fragile, elastoplastico a compressione e fragile a trazione.

Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

- 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



Legame costitutivo isolatori

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

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 degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) 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 (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), 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 SLE, sono stati omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono state considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo “+” è da intendersi “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I)

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 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 stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I)

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con 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 sono state stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

AZIONI SULLA COSTRUZIONE

AZIONE SISMICA

Come indicato nelle NTC 2018 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed 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 state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della

componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

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

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 17.01.18. 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 (e quindi sono state prese in considerazione nel presente calcolo) .

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 25° 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 NTC 2018.

NEVE

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

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

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

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

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

AZIONI ECCEZIONALI

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, sono state considerate nella progettazione, con calcolo e verifica della suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLE STRUTTURE

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00$ kN/m: $g_2 = 0,40$ kN/m² ;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m: $g_2 = 0,80$ kN/m² ;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m: $g_2 = 1,20$ kN/m² ;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00$ kN/m: $g_2 = 1,60$ kN/m² ;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00$ kN/m: $g_2 = 2,00$ kN/m² .

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

I carichi agenti sulle strutture, comunque, vengono dettagliatamente riportati nell'allegato tabulato di calcolo

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.

SOFTWARE UTILIZZATI – TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.18 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica è stata effettuata una analisi Dinamica Nodale.

SOFTWARE UTILIZZATO : CDSWin versione 2019 con licenza chiave n° 30569-30568 intestata all'Ing. Onofrio Caradonna via Finocchiaro Aprile n° 26 Gibellina (TP) prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

ELABORATORE UTILIZZATO :

MARCA	<i>TOSHIBA</i>
PROCESSORE	<i>PENTIUM 4</i>
S.O.	<i>Windows XP</i>

CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.18 l'affidabilità del codice utilizzato è stata 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.

Sono in mio possesso i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti.

La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

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

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

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

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

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

PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a 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. 17.01.18.

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.

RELAZIONE SUI MATERIALI

MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione delle paratia e banchina ha le seguenti caratteristiche:

- Classe di resistenza **C20/25** ($R_{ck} = 25$ MPa)

Resistenza di calcolo a compressione del conglomerato cementizio (Art. 4.1.2.1.1.1):

$f_{ck} = 20.00$ MPa (Resistenza caratteristica cilindrica)

$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 20.00 / 1.5 = 11.33$ MPa (Resistenza di calcolo)

dove il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio è stato assunto pari a $\gamma_c = 1.5$;

R_{ck} è la resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni.

Resistenza di calcolo a trazione del conglomerato cementizio (Art. 4.1.2.1.1.2):

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 (20)^{2/3} = 0.7 \cdot 0.30 (20.0)^{2/3} = 1.54 \text{ MPa (Resistenza caratteristica a trazione)}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.54 / 1.5 = 1.03 \text{ MPa (Resistenza di calcolo a trazione)}$$

dove il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio è stato assunto pari $\gamma_c = 1.5$;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del conglomerato.

ACCIAIO

L'acciaio utilizzato per le armature nella verifica è del tipo **F_{cb} 38 K**.

Nel calcolo si utilizzano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento di calcolo (Art. 5.1.2.1.4.3):

$$f_{yk} = 380 \text{ MPa (tensione caratteristica di snervamento)}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 380 / 1.15 = 330.43 \text{ MPa (tensione di snervamento di calcolo)}$$

avendo assunto $\gamma_s = 1.15$;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

La struttura dell'edificio sarà del tipo intelaiato.

- **Classe di Duttività : Non Dissipativa;**
- **Regolarità in pianta ed in elevazione:** La pianta dell'edificio ha una forma rettangolare per cui la struttura deve essere considerata **regolare sia in pianta sia in altezza;**
- **Schematizzazione strutturale:** Il modello della struttura è costituito da elementi resistenti piani a telaio connessi da diaframmi orizzontali. I solai possono non essere considerati rigidi nel proprio piano; i gradi di libertà dell'edificio sono pari a sei per nodo, concentrando le masse e i momenti di inerzia nel centro di gravità di ciascun nodo. Il modello adottato è di tipo tridimensionale, costituito da elementi monodimensionali per le travi e i pilastri (beam)..

I calcoli strutturali sono stati condotti mediante procedimento automatico utilizzando un programma per la risoluzione di strutture tridimensionali. Il programma utilizza il metodo degli elementi finiti e consente di effettuare analisi sismiche statiche o dinamiche; vengono inoltre controllati gli spostamenti relativi dovuti al sisma per la verifica dello stato limite di danno.

Il software, inoltre, consente di considerare un'eccentricità accidentale spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/-5% della tensione massima del

piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. I metodi di calcolo adottati per il calcolo sono i seguenti:

-per i carichi statici: **Metodo Delle Deformazioni;**

-per i carichi sismici:**Analisi Sismica Dinamica a Masse Concentrate nei nodi.**

- **Periodo del modo principale di vibrare della struttura: $T_1 = 0.087$ sec;**
- **Fattore di struttura q orizzontale SLU;** Struttura in cemento armato, $q = q_0 \cdot K_R$,

quindi: $q = 1,50$

- **Parametri sismici :** Il calcolo viene effettuato per la zona sismica in cui ricade la struttura la cui accelerazione massima orizzontale è pari ad $a_g = 0,22$ g. L'azione sismica verrà combinata con le altre azioni agenti sulla struttura secondo le combinazioni definite nel punto 3.2.4 del D.M. 17.01.2018.

ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI

Gli elementi non strutturali analizzati sono costituiti dai muri di tamponamento. La loro distribuzione viene considerata irregolarità in pianta e l'effetto viene valutato dal software di calcolo tramite l'inserimento dei carichi ad essi associati.

L'effetto dell'azione sismica viene valutato considerando un sistema di forze proporzionale alle masse dell'elemento non strutturale. Tale forza viene valutata in accordo a quanto indicato al punto 7.2.3 D.M. 17.01.18:

$$F_a = W_a \cdot S_a / q_a$$

Dove:

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di struttura dell'elemento pari a 2 nel caso di pannelli di tompagno;

S_a è il coefficiente sismico da applicare agli elementi non strutturali calcolata secondo la seguente relazione:

$$S_a = a_g \cdot S / g \cdot [3(1+Z/H)/(1+(1-T_a/T_1)^2) - 0.5] \geq a_g \cdot S / g$$

Dove:

$a_g \cdot S$ è l'accelerazione di progetto al terreno;

Z altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione;

H altezza della struttura;

Lo schema di calcolo considerato è quello di una trave verticale appoggiata agli estremi e soggetta ad una forza orizzontale agente in mezzeria, cioè in corrispondenza del baricentro della parete.

Per quanto riguarda gli impianti non si ritiene necessaria alcuna verifica poiché sia quello elettrico che quello idrico saranno realizzati sotto traccia e comunque le masse che competono a tali impianti avranno un'entità trascurabile.

LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

In conformità al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17.01.18, è possibile adottare il legame parabola rettangolo con limite massimo alle deformazione pari a 0.0035. L'espressioni analitiche della curva $\sigma - \epsilon$ avrà la seguente forma:

$$\begin{aligned}\sigma(\epsilon) &= 1000 \sigma_0 \epsilon (1-250 \epsilon) && \text{per } 0 \leq \epsilon \leq 0.002 \\ \sigma(\epsilon) &= \sigma_0 && \text{per } 0.002 \leq \epsilon \leq 0.0035\end{aligned}$$

Il conglomerato cementizio, in fase di progetto, viene identificato con la resistenza caratteristica R_{ck} . Tale grandezza corrisponde con la resistenza uniassiale a compressione dedotta da prove su cubi confezionati e stagionati a 28 giorni di maturazione.

Il conglomerato che verrà impiegato nella costruzione della struttura in oggetto potrà essere considerato omogeneo poiché verrà confezionato con la stessa miscela e prodotto con le stesse procedure. Al fine di garantire il rispetto della resistenza caratteristica assunta in fase di progetto, verranno effettuati dei controlli di qualità che consistono nella valutazione preliminare della resistenza, nel controllo di accettazione e nell'esecuzione di prove di schiacciamento su provini prelevati al momento di ogni getto.

Il calcestruzzo impiegato sarà fornito da un impianto di produzione con processo industrializzato e dotato di un sistema di controllo della produzione.

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere rispettate le seguenti prescrizioni relative ai vari componenti:

- leganti conformi alle norme della serie EN 197;
- aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali;
- additivi fluidificanti conformi alle norme EN 934-2;
- acqua di impasto conforme alle norme UNI EN 1008.

PRESCRIZIONI

Nello specifico il calcestruzzo deve essere costituito da un impasto a base di cemento di tipo Portland o pozzolanico e di aggregati di granulometria ben assortita a base di inerti costituiti da sostanze minerali naturali.

1. Il cemento deve appartenere ad una classe di resistenza (EN 206) di 25.00 MPa. In funzione delle dimensioni minime degli elementi strutturali il diametro massimo degli inerti deve risultare pari a 30,5 mm.

2. In funzione della classe di esposizione della struttura (UNI 9858), in accordo a quanto indicato dalla norma EN 206 e dall'Eurocodice 2, è possibile ricavare le seguenti prescrizioni: -classe di esposizione: **XS1-XD1**;

- dosaggio minimo cemento: **300 Kg/m³**;

- rapporto acqua/cemento massimo: **0,60**.

3. La lavorabilità del calcestruzzo fresco deve essere misurata in cantiere in occasione di ogni getto; può essere utilizzata a tal fine una prova semplice e rapida come lo SLUMP TEST o prova del cono di Abrams. L'abbassamento del cono, in questo caso, viene utilizzato come misura della lavorabilità come riportato nella norma EN206 che definisce quattro classi di consistenza. Il calcestruzzo impiegato deve appartenere alla classe di consistenza **S2 o S3**.

La lavorabilità è influenzata soprattutto dal rapporto acqua/cemento, e quindi dal contenuto d'acqua, e dalla eventuale presenza di fluidificanti.

4. Devono, inoltre, essere adottati tutti gli accorgimenti necessari ad evitare fenomeni di essudazione e di segregazione.

5. La stagionatura, intesa come l'insieme di procedure di controllo dell'umidità e della temperatura del calcestruzzo dopo il getto, deve avvenire in maniera tale da garantire la corretta idratazione del cemento armato e quindi lo sviluppo delle caratteristiche meccaniche e di durabilità del calcestruzzo indurito.

Per garantire le condizioni ottimali per l'idratazione è necessario mantenere il getto per un periodo adeguato in adatte condizioni di umidità (saturo o quasi saturo) e di temperatura . È necessario evitare di eseguire getti in condizioni di elevata temperatura ed in ogni caso bisogna mantenere il getto in condizioni di elevata umidità coprendo il getto con teli di plastica o innaffiandolo con acqua

ACCIAIO

In conformità al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17.01.18, è possibile adottare il legame elastico perfettamente plastico $\sigma - \epsilon$ riferiti alla tensione di snervamento di calcolo di un acciaio ordinario.

La resistenza caratteristica dell'acciaio si assume pari alla tensione di snervamento (reale o convenzionale f_{yk}).

Il legame $\sigma - \epsilon$ convenzionale rappresenta un comportamento elasto-plastico con limite di deformazione pari a ± 0.01 . In compressione il limite massimo di deformazione per la sezione è dettato dal calcestruzzo ($\epsilon_c = 0.0035$).

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$$

L'acciaio utilizzato per le armature saranno prodotti con sistema di controllo permanente della produzione in stabilimento. Il materiale utilizzato sarà dotato di adeguata certificazione di qualità prodotta dal fornitore per ogni partita di materiale fornita.