



COMUNE DI CIVITAVECCHIA



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

COMMITTENTE:

ROMA MARINA YACHTING

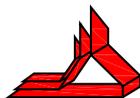


R M Y

Via Alessandro Cialdi, 4 - 00053 Civitavecchia
Tel. 0766 366566 Fax 0766 366565
E-mail: romamarinayachting@legalmail.it

Roma Marina Yachting S.r.l.
Il Presidente
Dr. Guido Azzopardi

PROGETTISTA:



Rogedil Servizi s.r.l.

Via Ada Negri, 66 - 00137 ROMA
Tel. 06 82002948 Fax 06 82097772
email: servizi@rogedil.com

ROGEDIL Servizi S.r.l.
Il Presidente

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Franco PORTOGHESI



PROGETTO:

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA

PROGETTO DEFINITIVO

CONFERENZA DEI SERVIZI - ai sensi dell'art. 6 del D.P.R. n° 509/1997

N° progetto	Commessa	N° progr.	N° elaborato	Rev	Cap	Tip
003 19	CIV RMY D	035	003 0	0	S	R

STRUTTURE

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE E GEOTECNICA
LOCALE TECNICO CABINA ELETTRICA MT/BT

Scala	Plot 1=1	File 00319CIVRMYD03500300SR	Redatto Ing. LUPI	Controllato Ing. COSIMI	Approvato Ing. PORTOGHESI
	Dim	Tipo			

	DATA	REV	DESCRIZIONE	CODICE
P	MARZO 2016	0	Emissione per richiesta concessione demaniale	04/16
	AGOSTO 2018	1	Emissione per adeguamento prescrizioni	16/18
D	APRILE 2019	0	Emissione per approvazione Enti	03/19

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	9
3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	11
4. MATERIALI.....	13
4.1. Calcestruzzo per getti in opera.....	13
4.2. Magrone di sottofondazione.....	14
4.3. Acciaio per getti in c.a.	14
5. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO.....	16
6. MODELLO DI CALCOLO.....	19
6.1 Analisi strutturale e metodologie di verifica.....	19
6.2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo.....	20
6.3 Affidabilità dei codici utilizzati.....	21
6.4 Modello solido della struttura.....	21
7. ANALISI DEI CARICHI.....	24
7.1 Periodo di riferimento e fattore di struttura q	24
7.2 Casi elementari di carico.....	27
7.2.2 Carichi dovuti ai solai, tamponature e sovraccarichi di esercizio.....	27
7.2.3 Carichi dovuti alla neve.....	27
7.2.4 Carichi dovuti all'azione sismica.....	28
7.3 Combinazioni di carico.....	34
7.3.1 Casi di carico.....	38
7.3.2 Elenco Combinazioni.....	40
8. PRINCIPALI RISULTATI.....	42
8.2 Deformate per condizioni di carico.....	43
8.3 Sintesi delle sollecitazioni significative.....	44
8.3.3 Sollecitazioni degli elementi Plate/Slab.....	44
8.4 Sollecitazioni sulla Platea.....	46
8.5 Sollecitazioni su travi e pilastri.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
8.6 Sollecitazioni sui solai.....	48

9. VERIFICHE AGLI SLU E AGLI SLE	50
9.1 Verifica delle Travi	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.1.1 Travi 500 x 240 mm.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.1.2 Travi 300 x 300 mm.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.1.3 Travi 300 x 400 mm.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.1.4 Verifica manuale della trave	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.2 Verifica dei Pilastri.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.2.1 Pilastri 300 x 300 mm	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.2.2 Pilastri 400 x 400 mm	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.2.3 Verifica manuale del pilastro	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.3 Verifica delle pareti sismiche	50
9.4 Verifica della fondazione	52
9.4.1 Verifica a flessione.....	52
9.4.1.1 Verifica manuale a flessione	53
9.4.2 Verifica al punzonamento	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.6.4 Verifica a Fessurazione	54
10. VERIFICA GEOTECNICA	55

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Foto aerea area di intervento	5
Figura 2.	PRG di Civitavecchia	7
Figura 3.	Tav. FP3 del PRP	7
Figura 4.	Tav. FP 4 del PRP	8
Figura 5.	Definizione proprietà materiale tipo c.a.	14
Figura 6.	Modello 3D	22
Figura 7.	Prospetto Longitudinale	22
Figura 8.	Modello 3D senza solaio copertura	23
Figura 9.	Azione sismica nel sito di interesse.....	29
Figura 10.	Carico permanente solai e coperture	38
Figura 11.	Carico sismico 0-.....	38

Figura 12.	Carico variabile uffici.....	39
Figura 13.	Carico variabile acqua.....	39
Figura 14.	Carico variabile acqua_massa sismica	40
Figura 15.	Deformata massimo spostamento 4,04 cm.....	43

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1.	Tab. 4.1.III NTC 08_Descrizione delle condizioni ambientali	13
Tabella 2.	Tab. 4.1.IV NTC 08_Criteri di scelta stato limite di fessurazione	14
Tabella 3.	Coefficienti parziali per i parametri del terreno	17
Tabella 4.	Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.....	17
Tabella 5.	Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali..	18
Tabella 6.	Tab. 3.2.I NTC 08_Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato	28
Tabella 7.	Tab. 3.2.II NTC18_Categorie di sottosuolo	29

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo strutturale, in conformità al punto §10.1 del DM 17/01/18, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.

Segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM stesso per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

Nella premessa sono riportati i principali elementi di inquadramento del progetto definitivo riguardante le strutture, in relazione agli strumenti urbanistici, al progetto architettonico, al progetto delle componenti tecnologiche in generale ed alle prestazioni attese dalla struttura.

Generalità

L'intervento in oggetto insiste su un'area situata all'interno del Porto Commerciale di Civitavecchia, a diretto contatto con il tessuto urbano della città. Il progetto, nella configurazione finale, prevede la realizzazione di un approdo turistico su una superficie di 102.000 circa mq destinato a 151 imbarcazioni, completo di fabbricati necessari all'esercizio dell'attività quale fabbricato uffici, servizi, guardiana e corredato dagli impianti tecnici quali illuminazione, alimentazione elettrica, distribuzione idrica, antincendio, raccolta acque reflue. Nella stesura del presente progetto, consci del contesto in cui si andava ad operare, caratterizzato da notevole valore storico ed artistico e strettamente legato con il tessuto cittadino, si è perseguito l'obiettivo di ottenere un nuovo "Marina" che desse luogo ad una importante riqualificazione dell'area e divenisse un'attrattiva in grado di produrre interesse per i turisti che attraccano nel porto, e fonte di reddito sia per la città di Civitavecchia che per il territorio limitrofo. In tale ottica è stato proposto un intervento unitario che prevede la sistemazione delle aree a più stretto contatto con la preesistenza del Forte Michelangelo, del tratto di lungomare antistante le mura storiche di Urbano VIII (quando saranno disponibili allo scadere della concessione demaniale esistente), ed alla banchina San Teofanio venendo così a creare un'area di forte pregio nella parte di Porto più a diretto contatto con la città.



Figura 1. Foto aerea area di intervento

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

Nello specifico la presente relazione prevede la realizzazione di un locale tecnico, collocato in prossimità della Banchina Guglielmotti adiacente all'edificio uffici in posizione affiancata ai locali tecnici già presenti in loco all'interno dell'aiula di fronte al Forte Michelangelo. Il locale viene realizzato completamente interrato, le quote di estradosso della fondazione hanno altezze variabili in funzione dell'altezza netta necessaria oltre che ad ospitare i macchinari anche a svolgere le attività in piena sicurezza.

Nello specifico i locali di seguito specificati si trovano a quota +0,40 m:

- corridoio di ingresso;
- Locale pompe acqua potabile, industriale e antincendio;
- locale antincendio;
- locale acqua potabile;
- locale acqua industriale.

mentre il seguente locale ha la fondazione che si trova a quota +0,30 m, ma è presente un getto di magrone per un'altezza di 45 cm che porta ad avere una quota finale di +0,75 m:

- locale cabina elettrica.

Il locale destinato ad ospitare la centrale del vuoto si trova a quota +0,30 m.

L'edificio viene realizzato completamente interrato in modo da non impattare in nessun modo con il regime vincolistico presente nell'area a causa della presenza in posizione adiacente del Forte Michelangelo.

Inquadramento urbanistico

Obiettivo di questo capitolo è l'inquadramento del Progetto nell'ambito degli strumenti di programmazione e pianificazione vigenti e del regime vincolistico. I riferimenti più significativi sono i seguenti.

Il Piano Regolatore del Comune di Civitavecchia

Nella Variante Generale al P.R.G. del Comune di Civitavecchia, l'area oggetto di intervento è definita come "Porto Storico", ed è normata dall'articolo 23 delle N.T.A.



REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico



Figura 2. PRG di Civitavecchia

Il Piano regolatore portuale di Civitavecchia

Il P.R. Portuale del 2004, nell'elaborato – Schema generale del piano (Tav. FP 3 - Scala 1:10.000) individua l'area di intervento come “Porto storico” - area con funzioni di Nautica da diporto (ND).



Figura 3. Tav. FP3 del PRP

Nell'elaborato - Scelte localizzative ed ambiti (Tav. FP 4 - Scala 1:10.000) l'area di intervento è individuata come area con funzioni di Nautica da diporto (ND).

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

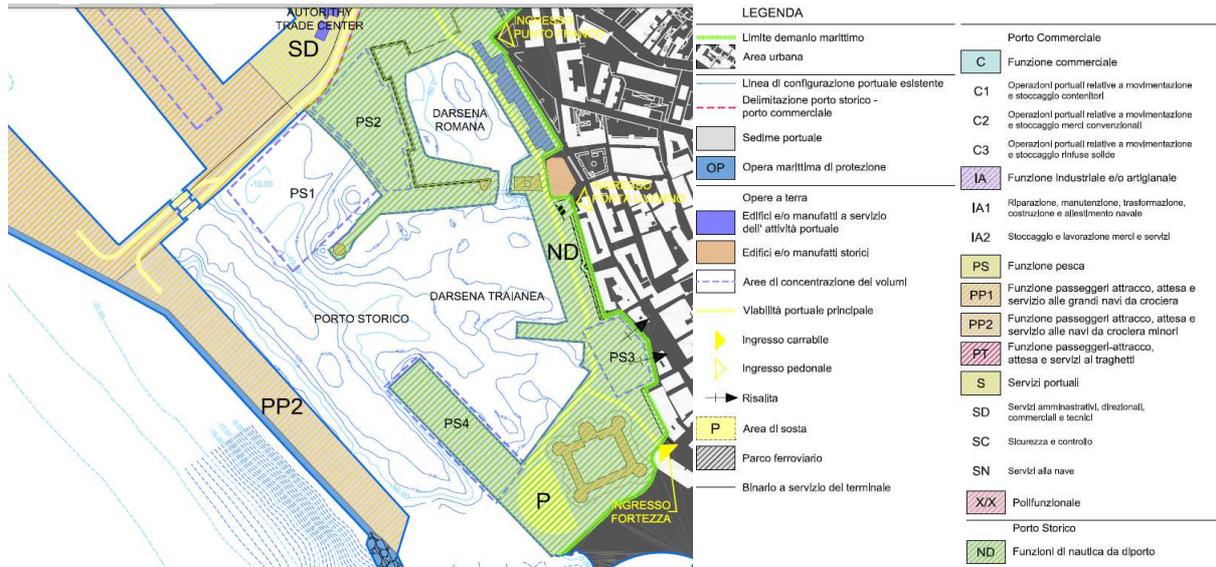


Figura 4. Tav. FP 4 del PRP

Le N.T.A. (norme tecniche di piano) nella scheda dedicata al porto storico dispongono le linee guida per la progettazione in tale ambito.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- 1 D.M. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- 2 Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
- 3 D.M. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- 4 D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- 5 D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
- 6 D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- 7 Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
- 8 Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- 9 D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- 10 Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- 11 D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- 12 D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- 13 UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
- 14 Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
- 15 UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- 16 UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- 17 UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- 18 UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.

- 19 UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- 20 UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- 21 UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- 22 UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- 23 UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- 24 UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- 25 UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- 26 UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- 27 UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
- 28 UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
- 29 UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- 30 UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
- 31 UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- 32 UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- 33 UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- 34 UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Planimetricamente l'edificio è suddiviso in più comparti con un unico accesso che avviene tramite una rampa posizionata sempre sull'aiula in posizione parallela alla Banchina Guglielmotti.

Il locale viene realizzato completamente interrato, le quote di estradosso della fondazione hanno altezze variabili in funzione dell'altezza netta necessaria oltre che ad ospitare i macchinari anche a svolgere le attività in piena sicurezza. Nello specifico i locali di seguito specificati si trovano a quota +0,40 m:

- corridoio di ingresso;
- Locale pompe acqua potabile, industriale e antincendio;
- locale antincendio;
- locale acqua potabile;
- locale acqua industriale.

mentre il seguente locale ha la fondazione che si trova a quota +0,30 m, ma è presente un getto di magrone per un'altezza di 45 cm che porta ad avere una quota finale di +0,75 m:

- locale cabina elettrica.

Il locale destinato ad ospitare la centrale del vuoto si trova a quota +0,30 m.

Le altezze nette interne ai locali variano da 2,85 m per i locali a quota +0,40 m passando a 2,95 m per il locale destinato alla centrale del vuoto posto a quota +0,30 m fino ad arrivare a 2,50 m per il locale della cabina elettrica che si trova a +0,75 m.

La struttura è composta da uno scatolare in cemento armato realizzato con pareti perimetrali ed interne di spessore pari a 15 cm ed un solaio di copertura in latero-cemento 20+4 sul quale viene posto il pacchetto necessario per l'impermeabilizzazione ed uno strato di terreno di riporto. I solai in copertura hanno delle aperture che sono chiuse da griglie in acciaio e consentono di calare i macchinari necessari.

I travetti dei solai hanno dimensione a t ribassata di altezza complessiva 24 cm, altezza della soletta di 4 cm e larghezza pari a 8 cm (si è considerato un interasse pari a 50 cm).

Tutta la struttura poggia su una platea di fondazione in c.a. di spessore 30 cm il cui piano di posa è posto su uno strato di 10 cm realizzato in magrone.

Descrizione generale dell'opera	
Fabbricato ad uso	Locale tecnico
Ubicazione	Comune di Civitavecchia (RM) (Regione LAZIO)
	Località Civitavecchia (RM)
	Longitudine 12.883, Latitudine 41.527
Numero di piani	Fuori terra: 0
	Interrati: 1
	le dimensioni dell'opera in pianta sono racchiuse in un rettangolo di circa 6,5x6,5 m
Numero vani scale	0

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

Numero vani ascensore	0
Tipo di fondazione	Superficiale a Platea

4. MATERIALI

4.1. Calcestruzzo per getti in opera

Per la realizzazione delle strutture in c.a. in opera, si prevede, in ottemperanza alla normativa UNI 11104, l'utilizzo di calcestruzzo di classe di esposizione XS1, copriferro 4 cm, classe di consistenza S4, diametro massimo degli aggregati 32 mm e rapporto acqua cemento A/C pari a 0,5, a cui corrisponde un calcestruzzo di classe di resistenza $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ dotato delle seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33,20	N/mm ²
Resistenza a compressione in campo elastico	$f_{cE} = 0,60 * f_{ck} =$	19,20	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,27 * R_{ck}^{2/3} =$	3,15	N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,70 * f_{ctm} =$	2,20	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,46	N/mm ²
Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cls	$f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk} =$	4,95	N/mm ²
Tensione tang. aderenza acciaio-cls progetto	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c =$	3,30	N/mm ²
Modulo elastico	$E_{cm} = 22.000 * (f_{cm} / 10)^{0,3} =$	33.642	N/mm ²
Coefficiente di Poisson cls fessurato	$\nu_{cls \text{ fess.}} =$	0	
Coefficiente di Poisson cls non fessurato	$\nu_{cls \text{ non fess.}} =$	0,2	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	$10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	

Per il calcestruzzo dei cassoni e della sovrastruttura sono stati assunti i seguenti pesi di volume:

Peso di volume asciutto:	$\gamma_c =$	25,00	kN/m ³
Peso per unità di volume acqua di mare:	$\gamma_w =$	10,28	kN/m ³

Tensione massima di compressione in esercizio

Per combinazione rara:	$\sigma_s < 0,60 * f_{ck} =$	19,92	N/mm ²
Per combinazione quasi permanente:	$\sigma_s < 0,45 * f_{ck} =$	14,94	N/mm ²

In relazione alla classe di esposizione considerata, le condizioni ambientali vengono definite in base a quanto indicato nella tabella seguente. Nel caso in questione le condizioni ambientali vengono definite "aggressive". Inoltre, trattandosi di armature di acciaio ordinario la sensibilità delle armature alla corrosione viene valutata come "poco sensibile".

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

Tabella 1. Tab. 4.1.III NTC 08_Descrizione delle condizioni ambientali

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinaz di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
A	Ordinarie	Frequente	ap. Fessure	$\leq w2$	ap. Fessure	$\leq w3$
		Quasi perm.	ap. Fessure	$\leq w1$	ap. Fessure	$\leq w2$

B	Aggressive	Frequente	ap. Fessure	≤w1	ap. Fessure	≤w2
		Quasi perm.	decompress.	-	ap. Fessure	≤w1
C	Molto aggressive	Frequente	formaz. Fessure	-	ap. Fessure	≤w1
		Quasi perm.	decompress.	-	ap. Fessure	≤w1

Tabella 2. Tab. 4.1.IV NTC 08_Criteri di scelta stato limite di fessurazione

Nella tabella sopraindicata sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate. Nel caso specifico che si sta esaminando rientriamo nel "gruppo di esigenze B".

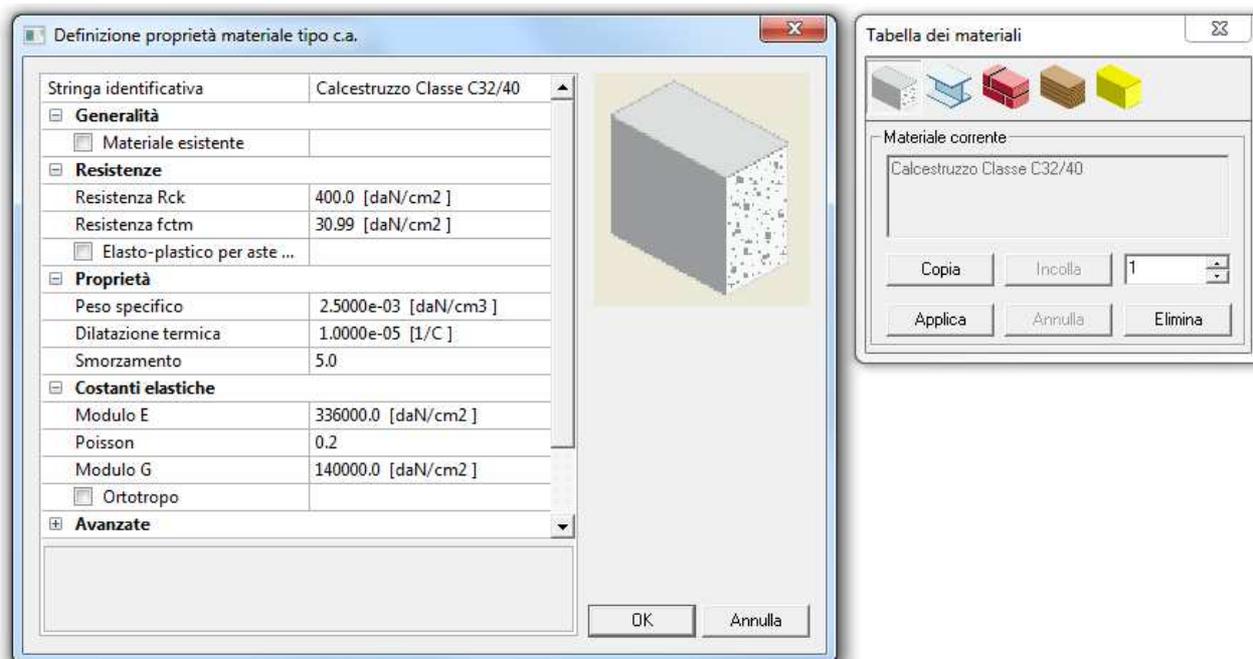


Figura 5. Definizione proprietà materiale tipo c.a.

Considerando il sito interessato dalla realizzazione del fabbricato direzionale polifunzionale, nello specifico sopra una banchina portuale, è indispensabile considerare nella Tab. 4.1.IV gruppi di esigenza “B” che determinano i seguenti valori massimi di apertura delle fessure:

- Valore massimo di apertura fessure frequente $w_2 = 0,30$ mm
- Valore massimo di apertura fessure quasi perm. $w_1 = 0,20$ mm
- Condizioni ambientali (aggressive) XS1 (Strutture prossime oppure sulla costa, esposte a nebbia salina, ma non in contatto diretto con acqua di mare).

4.2. Magrone di sottofondazione

Viene utilizzato un magrone di classe di esposizione XC0, classe di consistenza S4 e diametro massimo degli aggregati 32 mm, a cui corrisponde un calcestruzzo di classe di resistenza $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

4.3. Acciaio per getti in c.a.

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio zincato del tipo B450 C controllati in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk, nom} \geq 450$ N/mm²

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk,nom} \geq 540$	N/mm ²
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_s < 0,80 * f_{yk} = 360$	N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_c = 1,15$	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30$	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,30$	
Modulo elastico	$E = 210000$	N/mm ²

5. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono quelle descritte nella relazione geologica allegata a firma del Dott. Geologo Massimo Mantovani.

Si precisa che il territorio comunale di Civitavecchia è inserito nell'elenco dei comuni classificati sismici nelle aree definite Zona Sismica 4 dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 e successivo DGR del Lazio n. 766/03.

Tale classificazione è stata superata con l'adozione della OPCM n. 3519/06 e successivo DGR del Lazio n. 387/09 ("Nuova classificazione sismica della Regione Lazio"), nella quale la zonizzazione riguarda ogni singolo Comune o Municipio del territorio regionale. L'area in oggetto viene quindi classificata come Zona 3 sottozona B.

A seguito di un'accurata analisi delle campionature effettuate in cantiere, integrata dai risultati delle prove geotecniche eseguite in sito e in laboratorio, è stato possibile schematizzare la situazione litostratigrafica e geotecnica che caratterizza la zona interessata. Nello specifico si riportano di seguito i livelli rappresentativi di interesse:

Falda a -2.20 m s.l.m.

Materiale di riporto delle banchine portuali

Costituito da massi eterometrici di calcare, calcarenite e arenaria, misti a ghiaie e sabbia debolmente limosa.

Spessore da 0 a -8.40 m in condizioni drenate (DC)

$$\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$$

$$c' = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$E_{ed} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

D_r (%) = 35 (da poco addensati a mediamente addensati)

Sabbia debolmente limosa

Sabbie limose a tratti limo sabbiosi argillosi, talora rimaneggiate, di colore variabile dal grigio all'avana caratterizzata dalla presenza di concrezioni calcaree inclusi calcarenitici, resti conchigliari e resti vegetali costituiti da sottili filamenti algali.

Spessore da -8.40 a -11.50 m in condizioni drenate (DC)

$$\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$$

$$c' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi' = 29^\circ$$

$$E_{ed} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

D_r (%) = 35 (da poco addensati a mediamente addensati)

Argilla marnosa sovraconsolidata

Porzione di tetto alterata delle argille sovraconsolidate. Si tratta di argille marnose con limo a tratti sabbiose di colore avana, rossastro, grigiastro con una discreta presenza di componente calcarea.

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

Spessore da -11.50 a -25.00 in condizioni non drenate (UC)

$$\gamma = 0.0020 \text{ kg/cm}^3$$

$$c' = 0.225 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_U = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cd} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

D_r (%) = 65 (da mediamente addensati a addensati)

I dati raccolti dalle prove effettuate in sito permettono di acquisire tutte le informazioni fondamentali e necessarie per la descrizione completa della stratigrafia e la caratterizzazione di ogni singolo terreno.

Nell'interpretazione dei risultati ottenuti dalle indagini geologiche effettuate, e nell'elaborazione del modello strutturale, si sono quindi utilizzati i valori appartenenti agli intervalli stabiliti dalle prove in sito, in modo tale da rimanere il più possibile in favore di sicurezza. Nel caso dei parametri che non vengono espressamente definiti nelle risultanze delle indagini, si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica di progetto.

Le verifiche geotecniche sono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2"

Combinazione → (A1+M1+R3) GEO

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M_1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1,0
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0

Tabella 3. Coefficienti parziali per i parametri del terreno

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	(A1) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.3
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.8
	sfavorevole		1.5
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.50

Tabella 4. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

Coefficiente	(R3)
γ_R	2.3
γ_R	1.1

Tabella 5. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

6. MODELLO DI CALCOLO

6.1 Analisi strutturale e metodologie di verifica

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018).

In tal caso, per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di struttura $q \leq 1,5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1,5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018) e nel caso in esame pari a **1,80** come di seguito specificato.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \mathbf{K} = \text{matrice di rigidità}$$

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali
 \mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **PLATE** (*piastra-guscio D3*) (platea, soletta di copertura e muri interni ed esterni);
- Elemento tipo **SOLAIO** (macro elemento composto da più membrane).

I risultati devono costituire una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

Risultati dell'analisi

Viene riportato il tipo di analisi modale condotta, restituiti i risultati della stessa e valutate le informazioni desumibili in merito al comportamento della struttura.

Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Vengono riportati i principali risultati atti a descrivere il comportamento della struttura, in termini di stati di sollecitazione e di deformazione generalizzata, distinti per condizione elementare di carico o per combinazioni omogenee delle stesse.

La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, per i dati in ingresso:

- modello solido della struttura;
- numerazione di nodi ed elementi;
- configurazioni di carico statiche;
- configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità
- per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)
- configurazioni deformate;
- diagrammi e involuipi delle azioni interne;
- mappe delle tensioni;
- mappe delle pressioni sul terreno;
- per il progetto-verifica degli elementi;
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite.

6.2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Il calcolo è stato eseguito con il software PRO_SAP Professional Structural Analysis Program. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Titolo:	PRO_SAP Professional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2012-09-159)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi3756

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

È possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

6.3 Affidabilità dei codici utilizzati

In questo paragrafo è descritto il modello numerico utilizzato per l'analisi della struttura. La presentazione delle informazioni, coerentemente con le prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC-18, garantisce la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità del modello stesso.

La struttura di fondazione è stata modellata con elementi tipo Plate su suolo elastico che schematizzano la platea.

La struttura portante in elevazione è costituita da elementi Plate(Wall) che costituiscono i setti portanti; la soletta di copertura è schematizzata invece come elemento Solaio.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

6.4 Modello solido della struttura

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	212
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	0
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	201
elementi solaio	5
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	0.00
Xmax =	669.00
Ymin =	-0.00
Ymax =	675.00
Zmin =	-275.00
Zmax =	0.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	NO
Gusci	NO

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	SI
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	SI
Fondazioni con elementi solidi	NO

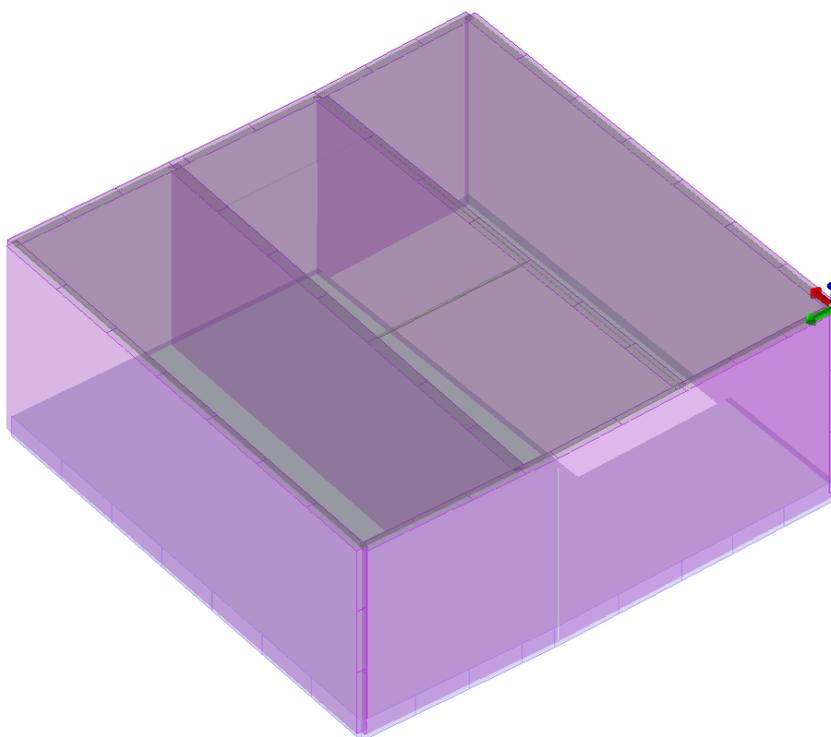


Figura 6. Modello 3D



Figura 7. Prospetto Longitudinale

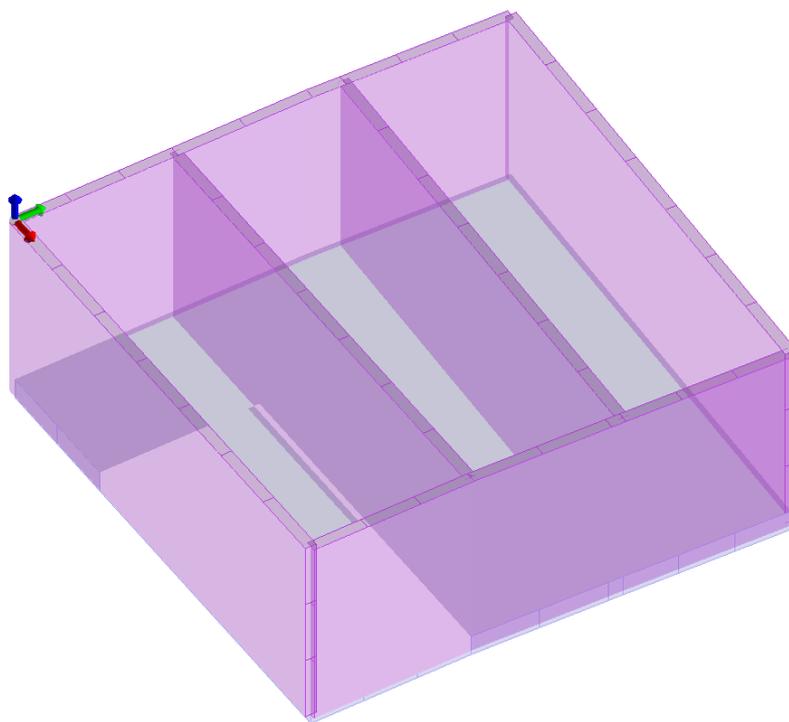


Figura 8. Modello 3D senza solaio copertura

7. ANALISI DEI CARICHI

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo.

Nel seguito sono riportati esplicitati i carichi agenti sul manufatto, nello specifico:

- Peso proprio;

Il peso proprio dell'elemento strutturale è calcolato come prodotto fra il volume dell'elemento stesso per il peso specifico del materiale di cui è costituito:

$$p_{pr} = \gamma_m * s * A$$

con,

γ_m , peso specifico del materiale costituente l'elemento strutturale;

A, area trasversale dell'elemento strutturale;

s, spessore dell'elemento.

- Sovraccarichi permanenti;

Il carico permanente (p_{per}) è dato dal peso degli elementi non strutturali, che può essere modellato come una forza concentrata o un carico distribuito.

- Sovraccarichi accidentali;

Il carico accidentale può essere di tipo puntuale (forza concentrata) (F_{acc}) oppure distribuito (q_{acc}).

- Spinta statica del terreno;
- Incremento della spinta del terreno dovuta al sovraccarico;
- Incremento dinamico della spinta del terreno;
- Azione sismica di massa.

Le pareti laterali dei manufatti sono sottoposte a varie tipologie di forze orizzontali, la cui descrizione e caratterizzazione è riportata di seguito.

I carichi sismici vengono valutati come indicato nel D.M. 2018

$$W = G_k + \Sigma(\psi_{2i} * Q_{ki})$$

Ψ_{2i} è il coefficiente di destinazione d'uso associato all'azione variabile Q_i .

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinati linearmente (in somma e in differenza) con quelli conseguenti ai carichi statici per ottenere le sollecitazioni complessive, in condizione di sisma nelle direzioni di calcolo prescelte.

In strutture rigide come possono essere considerate quelle in esame il periodo di vibrazione può considerarsi nullo e quindi l'azione sismica può essere valutata come segue:

$$F_h = S_d * \frac{W}{g} = a_g * S * \frac{W}{g}$$

7.1 Periodo di riferimento e fattore di struttura q

Trattandosi di un'opera con livelli di prestazione ordinari (cap. 2.4.1 NTC 2018) la sua **vita nominale V_n**, (ossia il numero degli anni nei quali la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata) è pari a 50 anni. La **classe d'uso** (cap. 2.4.2 NTC 2018) prevista è la II ed il coefficiente d'uso C_u è pari a 1,00.

Pertanto il **periodo di riferimento** per l'azione sismica (cap. 2.4.3 NTC 2018) è V_r=V_nxC_u=50.

In relazione alla **regolarità** (cap. 7.2.1 NTC 2018) la struttura in esame risulta **regolare in altezza e non regolare in pianta**.

L'**analisi strutturale** per azioni sismiche utilizzata per la verifica è **del tipo lineare** (cap. 7.3.1 NTC 2018).

In tal caso, **per sistemi non dissipativi (SLE)**, gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un **fattore di struttura q=1 per lo stato limite di operatività (SLO)** (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un **fattore di struttura q≤1,5 per stato limite di danno(SLD)** (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un **fattore di struttura q≥1,5** (cap. 3.2.3.5 NTC 2018) e nel caso in esame pari a **1,80** come di seguito specificato.

Principali caratteristiche della struttura	
Struttura regolare in pianta	Si
Struttura regolare in altezza	Si
Classe di duttilità	CDB
Pareti debolmente armate	Si
Travi: ricalate o in spessore	No
Pilastrri	No
Pilastrri in falso	No
Tipo di fondazione	Superficiale a platea
Condizioni per cui è necessario considerare la componente verticale del sisma	No

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita V _n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V _r [anni]
II	50	1.0	50

Fattore di struttura
Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018
La costruzione, è caratterizzata da regolarità in altezza e non regolarità in pianta ed è progettata in classe di duttilità media (CD"B").

Parametri fattore in direzione x e y

Sistema costruttivo: calcestruzzo
Tipologia strutturale: strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
Definizione rapporto α_w/α_1 : valore come da normativa
Riferimento normativo α_w/α_1 : strutture a telaio di un piano
Valore rapporto $\alpha_w/\alpha_1 = 1,200$
Valore base fattore $q_0 = 3,000$ $\alpha_w/\alpha_1 = 3,60$
Fattore pareti $k_w = 1,000$
Fattore di regolarità $K_R = 1$
Fattore dissipativo $q_D = q_0 * k_w * K_R = 1,80$

Fattori di comportamento utilizzati

Dissipativi	
q SLU x	1,80
q SLU y	1,80
q SLU z	1,50

Quadro normativo di riferimento adottato

Il presente calcolo è stato redatto ai sensi del Decreto Ministeriale LL. PP. del 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” e della CIRCOLARE n.7 C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019, “Istruzioni per l'applicazione dell' (Aggiornamento dell'”Norme tecniche per le costruzioni”) di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”. Nel riportato capitolo “normativa di riferimento” è comunque presente l'elenco completo delle normative disponibili.

7.2 Casi elementari di carico

Il peso proprio viene calcolato in automatico dal programma di calcolo in funzione del materiale e delle dimensioni degli elementi ($\gamma_{CLS}=2500 \text{ kg/m}^3$).

7.2.2 Carichi dovuti ai solai, tamponature e sovraccarichi di esercizio

SOLAIO PIANO TERRA				<i>Peso proprio</i>	<i>Totali Kg/mq</i>
					286.00
	PERMANENTE	G1			
		TOTALE G1			286.00
	<i>uffici Cat. B1 non aperti al pubblico</i>				
	ACCIDENTALE	Q			200.00
		TOTALE Q			200.00
	CARICO TOTALE				486.00

SOLAIO PIANO COPERTURA				<i>Peso proprio</i>	<i>Totali Kg/mq</i>
	<i>soffitto laterocementizio h 20+4 cm</i>				300.00
	PERMANENTE	G1			
		TOTALE G1			300.00
	PERMANENTI NON STRUTTURALI NON COMPIUTAMENTE DEFINITI				
	<i>massetto h = 10 cm</i>		0.10	800.00	80.00
	<i>isolante</i>				20.00
	<i>pavimentazioni</i>				30.00
	PERMANENTI NON STRUTTURALI	G2			
		TOTALE G2			130.00
	<i>copertura accessibili per manutenzione</i>				
	ACCIDENTALE	Q			50.00
		TOTALE Q			50.00
	CARICO TOTALE				480.00

7.2.3 Carichi dovuti alla neve

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: Civitavecchia

Provincia: Roma

Regione: Lazio

Coordinate GPS:

Latitudine : 42.090 N

Longitudine: 11.788 E

Altitudine s.l.m.: 0 m

Normativa di riferimento: D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.4 e aggiornamenti

Zona Neve = III

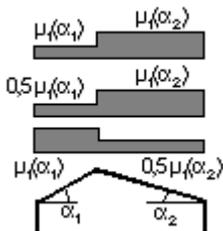
Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore del carico provocato dalla neve al suolo $q_{sk} = 60 \text{ daN/mq}$

Copertura a tetto con inclinazione tra 0° e 30° :

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow q_s = 48 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



7.2.4 Carichi dovuti all'azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando nei confronti degli stati limite ultimi siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (sisma con tempo di ritorno 475 anni), nel senso che, nella fattispecie, dal punto di vista strutturale, se risultano soddisfatte tutte le verifiche allo SLU automaticamente risultano soddisfatte quelle allo SLE.

Nella tabella seguente, si riportano i valori di probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento V_R che si assumono per il progetto agli SLE e agli SLU (par. 3.2.1 Norme Tecniche per le Costruzioni).

Stati limite	P_{VR} Probab. Di superamento nel periodo di riferimento	
	Stati limite di esercizio	SLO
SLD		63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6. Tab. 3.2.1 NTC 08_Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

La verifica di sicurezza in condizioni sismiche viene condotta mediante analisi statiche lineari con riferimento a quanto indicato nelle NTC18 e successive modificazioni e integrazioni.

Nel seguito, si fa riferimento al documento “Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolosità Sismica”. In base a tale documento, l'azione sismica sulle strutture è valutata a partire da una “pericolosità sismica di base” (nel seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica) in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (sottosuolo di categoria A) con superficie topografica orizzontale. L'azione sismica così

individuata viene successivamente modificata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC18, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La nuova mappatura sismica nazionale consente di individuare mediante un dettagliato reticolo di riferimento (individuato su maglia quadrata di lato 10 km), le accelerazioni massime attese al suolo per diversi tempi di ritorno dell'evento sismico. La pericolosità sismica su reticolo è attualmente disponibile sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1.mi.ingv.it>).

Dal reticolo di riferimento, di cui si riporta una immagine nella figura che segue, per il sito in esame sono stati ricavati i valori delle accelerazioni di progetto al suolo per diversi tempi di ritorno riportati di seguito.

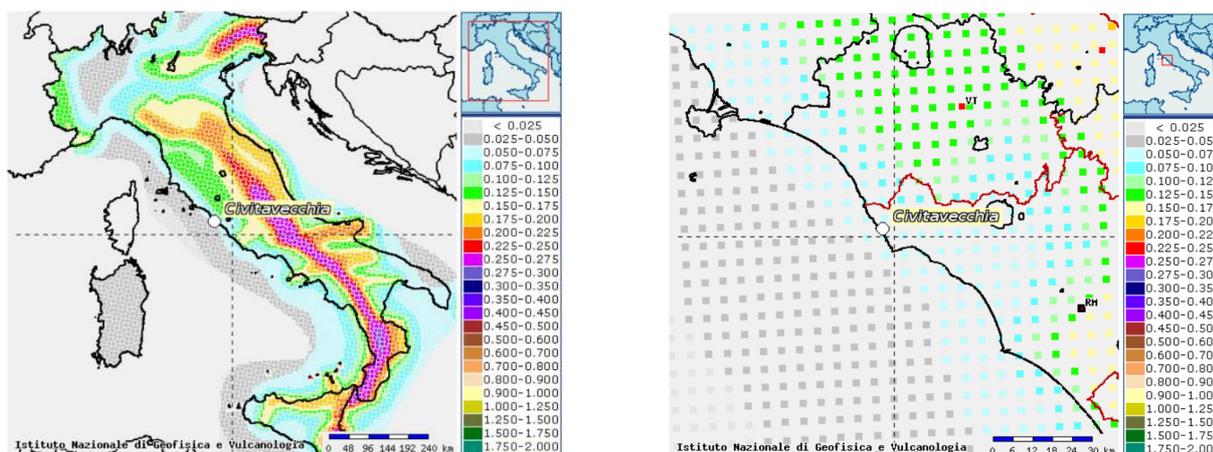


Figura 9. Azione sismica nel sito di interesse

L'area ricade nel territorio del comune di Civitavecchia, alle coordinate latitudine 41.527 e longitudine 12.883. In funzione della sequenza stratigrafica presente nell'area e alle caratteristiche dei litotipi interessati dalle opere, descritte nel paragrafo precedente, il sottosuolo viene classificato come categoria B secondo le Norme Tecniche 2018 (Tabella 3.2.II del NTC).

<i>Categoria</i>	<i>Descrizione</i>
<i>A</i>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<i>B</i>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa $C_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
<i>C</i>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
<i>D</i>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
<i>E</i>	<i>Terreni dei sottosuoli C e D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)</i>

Tabella 7. Tab. 3.2.II NTC18_Categorie di sottosuolo

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

L'area in oggetto, sita a Civitavecchia, è compresa nella UAS (Unità Amministrativa Sismica) del Comune omonimo che è classificato sismico in Zona 3 sottozona B.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s * S_t$ (3.2.5)

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

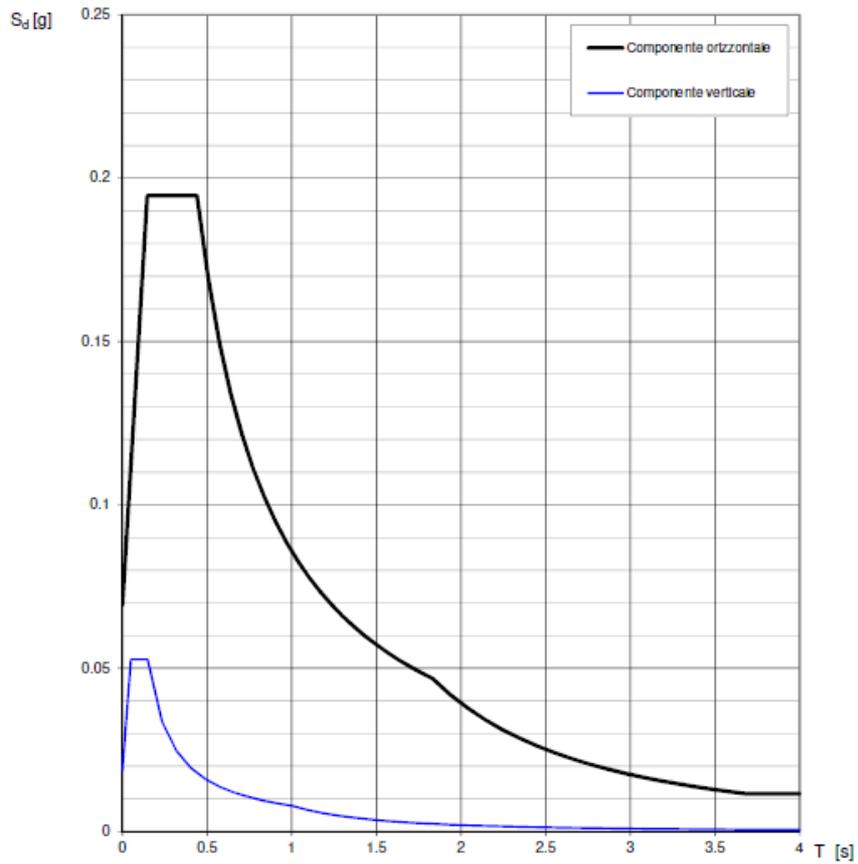
T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.025	2.606	0.194
SLD	50	0.031	2.659	0.221
SLV	475	0.058	2.808	0.319
SLC	975	0.069	2.890	0.333

Si riportano i parametri degli spettri di risposta per gli SLD e SLV e i corrispondenti grafici.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.058 g
F_o	2.808
T_C	0.319 s
S_S	1.200
C_C	1.383
S_I	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.147 s
T_C	0.441 s
T_D	1.831 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_I \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.069
$T_B \leftarrow$	0.147	0.195
$T_C \leftarrow$	0.441	0.195
	0.507	0.169
	0.573	0.150
	0.639	0.134
	0.706	0.122
	0.772	0.111
	0.838	0.102
	0.904	0.095
	0.970	0.088
	1.037	0.083
	1.103	0.078
	1.169	0.073
	1.235	0.069
	1.301	0.066
	1.368	0.063
	1.434	0.060
	1.500	0.057
	1.566	0.055
	1.632	0.053
	1.699	0.051
	1.765	0.049
$T_D \leftarrow$	1.831	0.047
	1.934	0.042
	2.038	0.038
	2.141	0.034
	2.244	0.031
	2.347	0.029
	2.451	0.026
	2.554	0.024
	2.657	0.022
	2.761	0.021
	2.864	0.019
	2.967	0.018
	3.070	0.017
	3.174	0.016
	3.277	0.015
	3.380	0.014
	3.484	0.013
	3.587	0.012
	3.690	0.012
	3.793	0.012
	3.897	0.012
	4.000	0.012

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.031 g
F_B	2.659
T_C	0.221 s
S_g	1.200
C_C	1.487
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.110 s
T_C	0.329 s
T_D	1.723 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

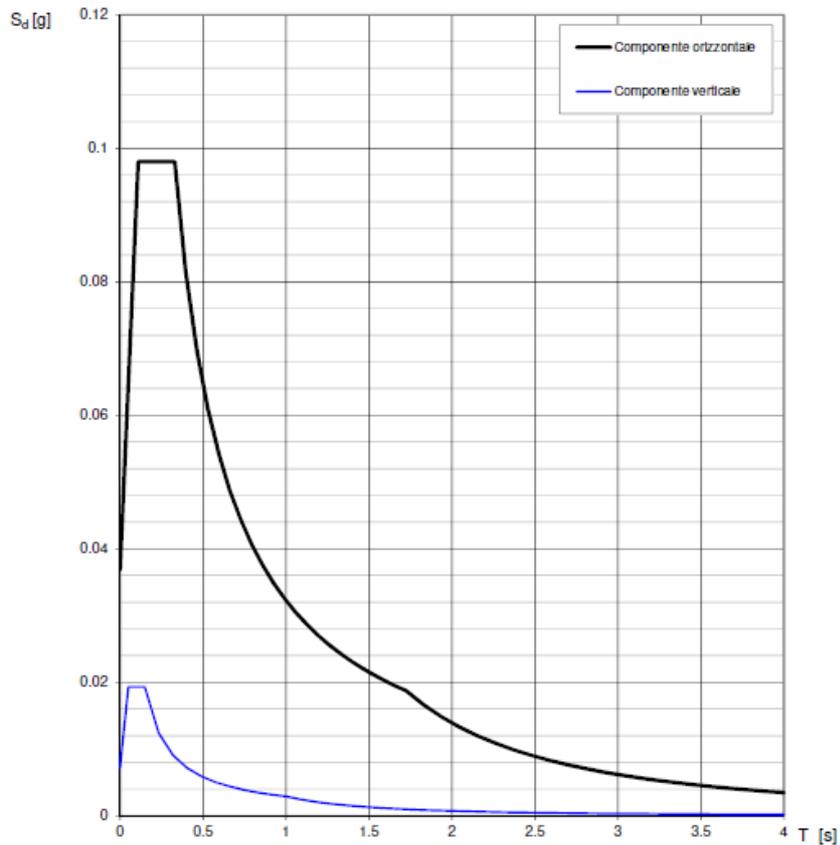
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.037
$T_B \leftarrow$	0.110	0.098
$T_C \leftarrow$	0.329	0.098
	0.396	0.082
	0.462	0.070
	0.528	0.061
	0.595	0.054
	0.661	0.049
	0.727	0.044
	0.794	0.041
	0.860	0.038
	0.927	0.035
	0.993	0.033
	1.059	0.030
	1.126	0.029
	1.192	0.027
	1.258	0.026
	1.325	0.024
	1.391	0.023
	1.457	0.022
	1.524	0.021
	1.590	0.020
	1.657	0.019
$T_D \leftarrow$	1.723	0.019
	1.831	0.017
	1.940	0.015
	2.048	0.013
	2.157	0.012
	2.265	0.011
	2.373	0.010
	2.482	0.009
	2.590	0.008
	2.699	0.008
	2.807	0.007
	2.916	0.007
	3.024	0.006
	3.133	0.006
	3.241	0.005
	3.349	0.005
	3.458	0.005
	3.566	0.004
	3.675	0.004
	3.783	0.004
	3.892	0.004
	4.000	0.003

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



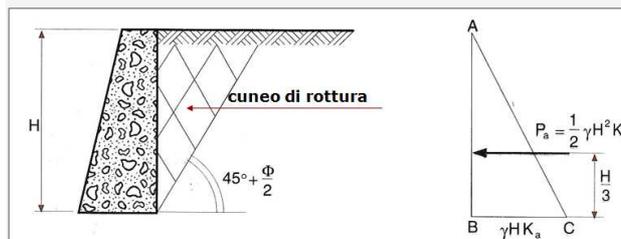
La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Per un eventuale approfondimento si vedano i capitoli “**modellazione delle azioni**” e “**Schematizzazione dei casi di carico**” in cui sono riportate le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione delle azioni applicate al modello numerico, coerentemente con quanto indicato nella parte “2.6. Azioni di progetto sulla costruzione”.

7.2.5 Spinta statica del terreno a riposo

Calcolo della spinta risultante su una parete verticale

Schema elementare:
 parete liscia, terrapieno orizzontale, $c=0$



Spinta attiva = risultante delle azioni orizzontali sul muro

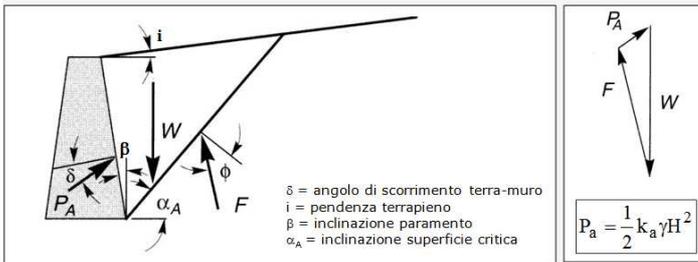
$$P_a = \int_0^H \sigma_{ha}(z) dz = k_a \gamma \int_0^H z dz = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

Punto di applicazione a 1/3 dell'altezza



Calcolo della spinta col metodo di Coulomb: caso generale

Ipotesi: terrapieno e parete inclinati, attrito terra-parete, cinematicismo ↓



coefficiente di spinta

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)} \right]^2}$$

inclinazione superficie di rottura:

$$\alpha_A = \varphi + \arctan \left[\frac{\tan(\varphi - i) + C_1}{C_2} \right]$$

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - i) [\tan(\varphi - i) + \cot(\varphi - \beta)] [1 + \tan(\delta + \beta) + \cot(\varphi - \beta)]}$$

$$C_2 = 1 + \tan(\delta + \beta) [\tan(\varphi - i) + \cot(\varphi - \beta)]$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) = (1 - \sin 28^\circ) = 0,53$$

La pressione massima al piede del muro in condizioni statiche (con $\gamma = 1900 \text{ Kg/mc}$ e $h = 2,75 \text{ m}$) è data da:

$$P_{i,A} = \gamma h K_0 = 1900 \times 2,75 \times 0,53 \approx 0,28 \text{ Kg/cmq}$$

7.2.6 Incremento dinamico spinta del terreno

L'incremento dinamico della spinta del terreno per S.L.V. viene calcolato considerando un coefficiente di spinta determinato attraverso la teoria di Mononobe-Okabe. Il valore della pressione viene così determinato:

$$p_e = K_0 * Y * H = 0.398 * 0.0019 \frac{kg}{cm^3} * 275 \text{ cm} = 0,21 \frac{kg}{cm^2}$$

Per valutare l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma su un muro o parete contro terra che non subisce spostamenti tali da riuscire a mobilitare la resistenza sia attiva che passiva del terreno stesso, si utilizza la teoria di Woods (1973), che fornisce l'incremento di spinta e di momento alla base del muro per effetto del sisma in base alle seguenti espressioni:

$$\Delta P_E = K_h * Y * H^2 * F_p$$

$$\Delta M_E = K_h * Y * H^3 * F_m$$

Dove F_p e F_m sono dei coefficienti funzioni del rapporto L/H (k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale secondo il D.M. 2008, γ^* è il peso per unità di volume del terreno, L è la distanza orizzontale per la quale si

estende il terreno a tergo del muro “backfill”, H è l'altezza del muro) e del coefficiente di Poisson ν . Per valori di ν tra 0.3 - 0.4 e rapporti di $L/H \geq 4$, situazioni in cui ricadono le strutture di progetto, il valore di $F_p \approx 1.0$ e $F_m \approx 0.5$. Le precedenti relazioni si possono riscrivere nel modo seguente:

$$\Delta P_E = K_h * Y * H^2$$

$$\Delta M_E = K_h * Y * H^3$$

Tali equazioni evidenziano che l'incremento della spinta del terreno indotto dal sisma si può tradurre come una pressione costante su tutta la parete con intensità pari a:

$$P_E = K_h * Y * H$$

Riassumendo l'incremento dinamico di spinta del terreno; nel caso struttura rigida, con parete verticale e terrapieno orizzontale, si ottiene integrando la distribuzione uniforme di pressione p_E .

7.3 Combinazioni di carico

Si riportano, nei paragrafi che seguono, le combinazioni di carico che sono state considerate per il calcolo delle sollecitazioni di progetto.

Le verifiche strutturali sono condotte secondo l'approccio progettuale “Approccio 2”, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti per le azioni per le resistenze e per i parametri geotecnici.

Combinazione → (A1+M1+R1) STR

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	(A1) STR
Permanente G_1	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.3
Permanente non strutturali G_2	favorevole	γ_{G2}	0.8
	sfavorevole		1.5
Variabili Q	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.5

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Coefficiente	(R1)
γ_R	1.0

Coefficienti parziali γ_R per resistenze

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M_1

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1,0
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	γ_{γ}	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots [2.5.1]$$

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

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots [2.5.2]$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots [2.5.3]$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots [2.5.4]$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G1 + G2 + P + Ad + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots [2.5.6]$$

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

7.3.1 Casi di carico

Si definiscono i seguenti casi di carico:

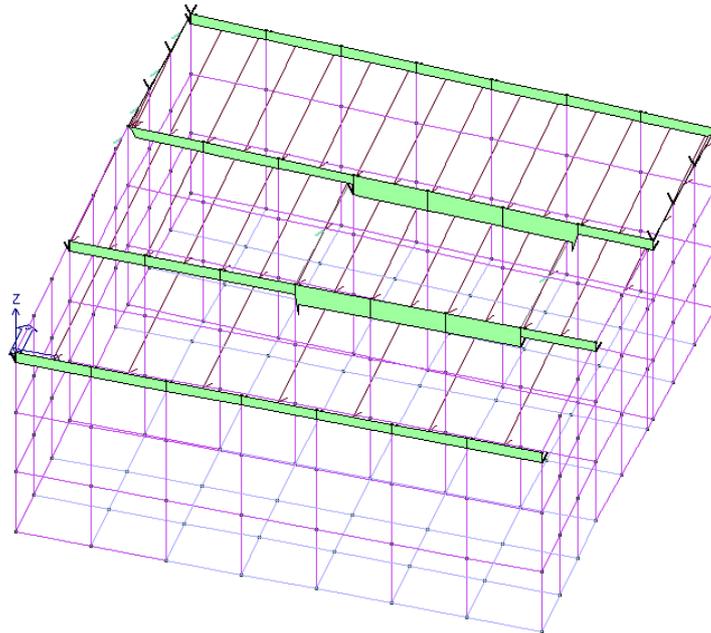
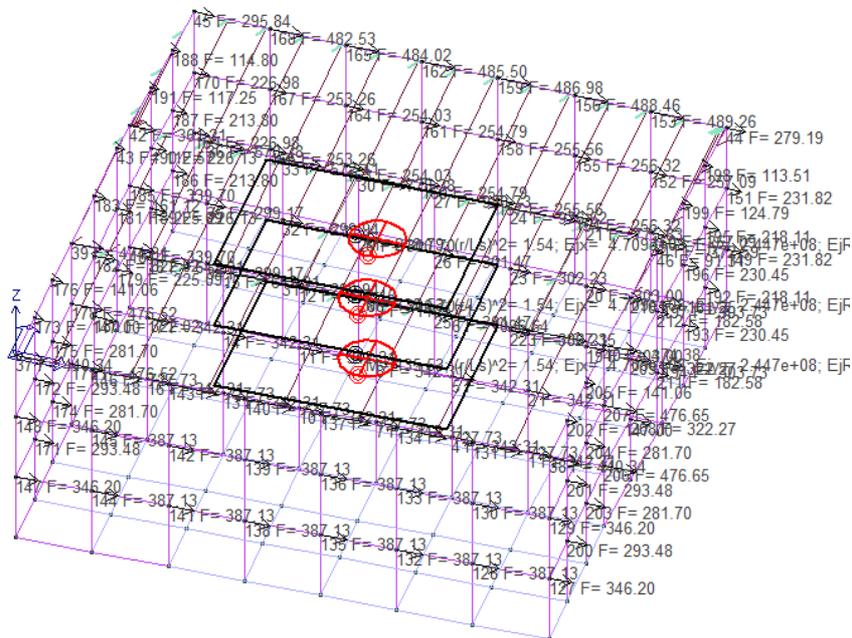


Figura 10. Carico permanente solai e coperture



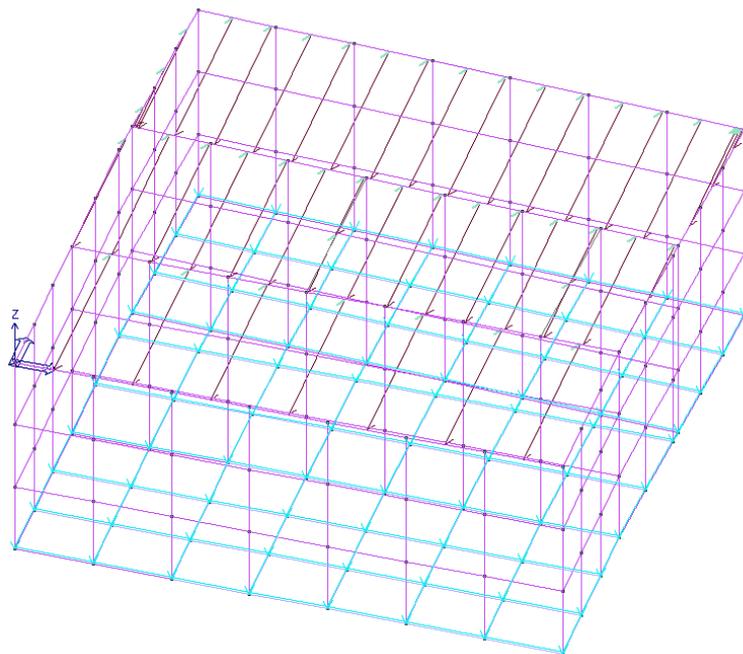


Figura 12. Carico variabile

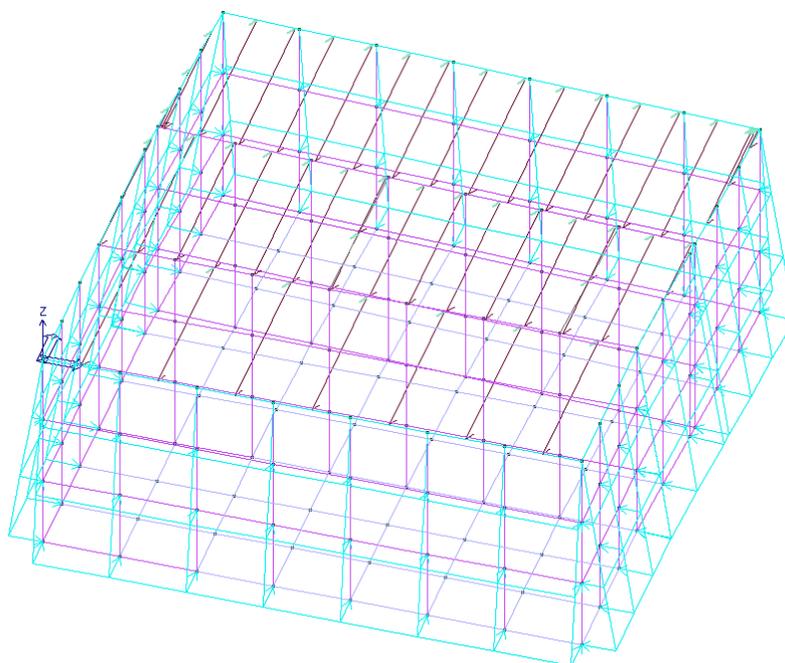


Figura 13. Carico permanente terreno

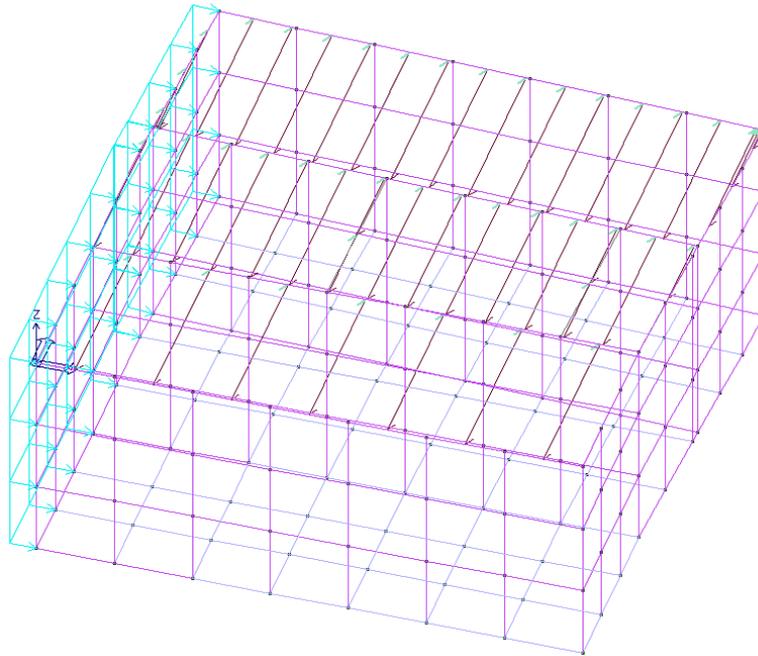


Figura 14. Carico variabile sovraspinta sismica del terreno

Riepilogo dei casi di carico utilizzati per la modellazione delle azioni agenti sulla struttura.

Tipo carico di pressione uniforme su piastra

Id	Tipo	pressione daN/cm ²
1	Variabile 1_neg (B/1)-P3:p= 2.000e-02	0.02
3	Solai interni_neg-P3:p= 2.860e-02	0.03
5	Spinta sismica positiva-P3:p=0.21	0.21
6	Spinta sismica negativa-P3:p=-0.21	-0.21

Tipo carico di pressione variabile su piastra

Id	Tipo	pressione daN/cm ²	quota cm	pressione daN/cm ²	quota cm
4	TERRA su pareti-PL3:pi=0.0 qi=0.0 pf=-0.28 qf=-275.00	0.0	0.0	-0.28	-275.00

7.3.2 Elenco Combinazioni

Si riportano le combinazioni di carico adottate:

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture) partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 12 CDC=Qnk (carico da neve)
			partecipazione:0.80 per 13 CDC=Qk (variabile generico) B1
			partecipazione:0.80 per 14 CDC=Qk (variabile generico) TERRENO
			partecipazione:1.00 per 16 CDC=G1k (permanente generico) pacchetto solaio
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
12	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
13	Qk	CDC=Qk (variabile generico) B1	D3 :da 1 a 48 Azione : Variabile 1_neg (B/1)-P3:p= 2.000e-02
14	Qk	CDC=Qk (variabile generico) TERRENO	D3 :da 187 a 201 Azione : Variabile 1_neg (B/1)-P3:p= 2.000e-02 D3 :da 49 a 144 Azione : TERRA su pareti-PL3:pi=0.0 qi=0.0 pf=-0.28 qf=-275.00
15	Qtk	CDC=Qtk (carico termico) dT= 15.00	variazione termica:15.00
16	Gk	CDC=G1k (permanente generico) pacchetto solaio	D3 :da 1 a 48 Azione : Solai interni_neg-P3:p= 2.860e-02
			D3 :da 187 a 201 Azione : Solai interni_neg-P3:p= 2.860e-02
17	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=0.0	D3 :da 91 a 117 Azione : Spinta sismica positiva-P3:p=0.21
18	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir - alfa=0.0	D3 :da 118 a 144 Azione : Spinta sismica negativa-P3:p=-0.21
19	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00	D3 :da 49 a 69 Azione : Spinta sismica positiva-P3:p=0.21
20	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir - alfa=90.00	D3 :da 70 a 90 Azione : Spinta sismica negativa-P3:p=-0.21

8. PRINCIPALI RISULTATI

I risultati costituiscono una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura.

Il calcolo degli effetti del sisma sull'edificio è condotto attraverso analisi dinamiche lineari con spettro di risposta.

È stato considerato nelle analisi un numero di modi di vibrare pari a 9, la cui massa partecipante è superiore all'85 % nelle direzioni longitudinale e trasversale (X e Y).

Per quanto riguarda la massa reagente al sisma è stata valutata attraverso la rispettiva combinazione di carico ad essa associata:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

La massa sismica totale considerata ai fini della valutazione dell'azione sismica sulla struttura è pari a $4.898 \cdot 10^4$ kg.

Nella tabella seguente viene indicato il primo periodo fondamentale della struttura associato al primo modo di vibrare e la massa partecipante che si attiva per ogni modo di vibrare:

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN		
1	3.455	0.289	0.105	3.454e+04	70.5	1047.98	2.1	8.71	1.78e-02	0.0
2	3.509	0.285	0.105	1183.38	2.4	3.762e+04	76.8	0.76	1.56e-03	0.0
3	3.984	0.251	0.105	2978.76	6.1	149.70	0.3	2.55	5.21e-03	0.0
4	7.066	0.142	0.104	455.66	0.9	3.97	8.09e-03	4.735e+04	96.7	0.0
5	7.451	0.134	0.102	1.65	3.37e-03	1.016e+04	20.7	19.38	3.96e-02	0.0
6	7.496	0.133	0.102	9824.67	20.1	2.61	5.34e-03	1606.93	3.3	0.0
7	54.455	0.018	0.072	0.02	3.08e-05	0.22	4.46e-04	7.78e-04	1.59e-06	0.0
8	63.642	0.016	0.072	5.14e-04	1.05e-06	1.71e-03	3.48e-06	0.40	8.22e-04	0.0
9	77.663	0.013	0.071	2.77e-03	5.65e-06	0.63	1.29e-03	3.77e-04	0.0	0.0
Risulta				4.898e+04		4.898e+04		4.898e+04		
In percentuale				100.00		100.00		100.00		

Come si vede al primo periodo (0.289 s) è associato un modo traslazionale lungo Y e rotazionale attorno a Z, al secondo un modo traslazionale lungo X.

8.2 Deformate per condizioni di carico

Vengono riportati i principali risultati atti a descrivere il comportamento della struttura, in termini di stati di deformazione generalizzata, distinti per combinazioni di carico e direzione.

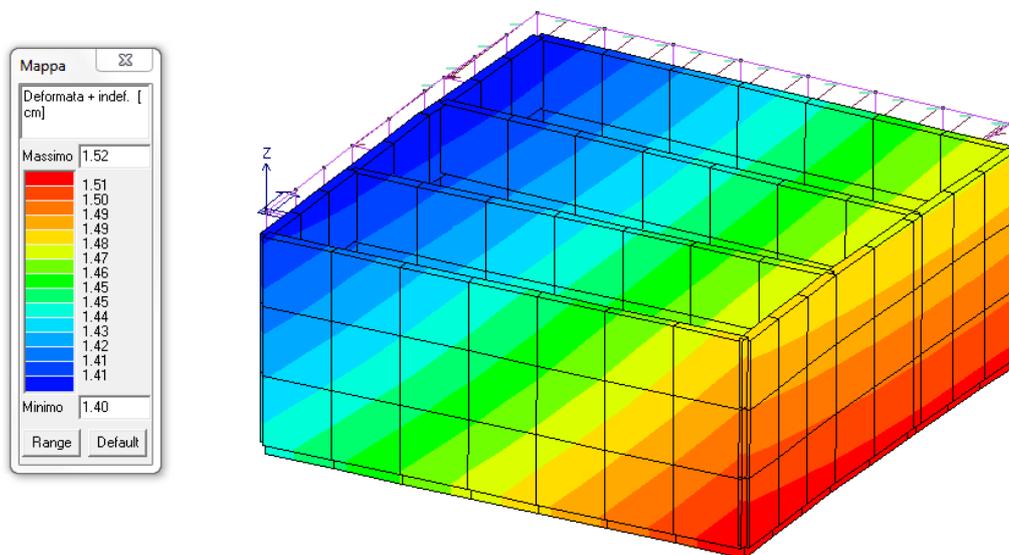
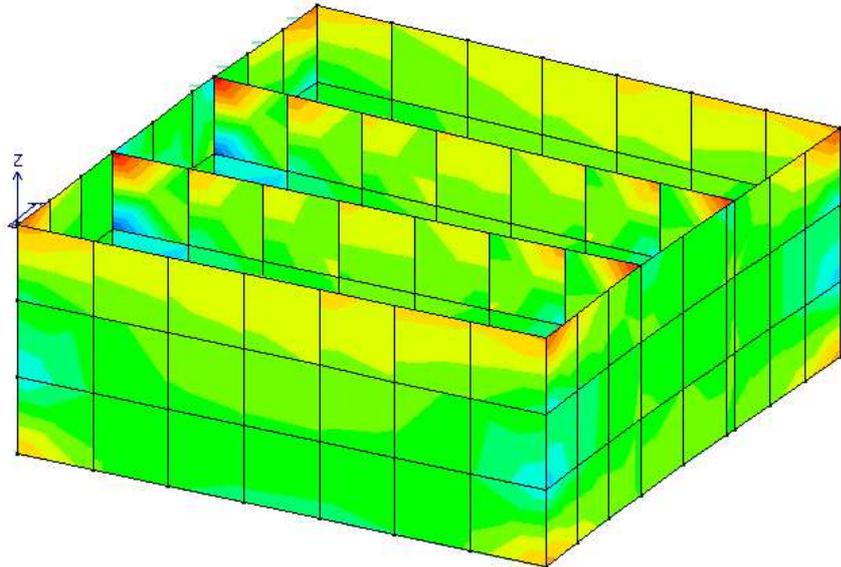
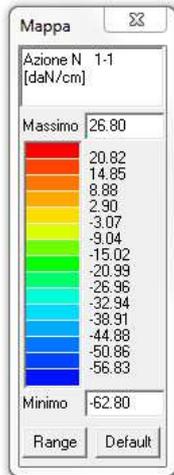


Figura 15. Deformata massimo spostamento 1,52 cm

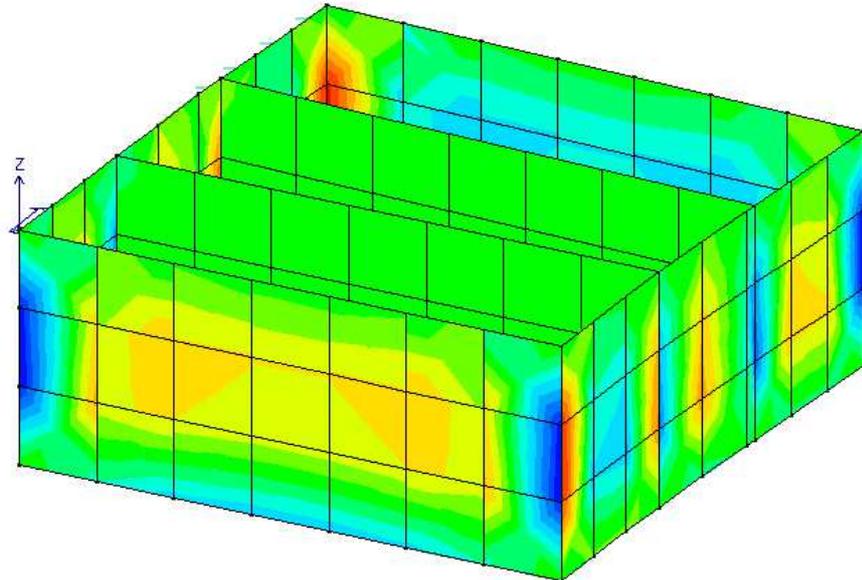
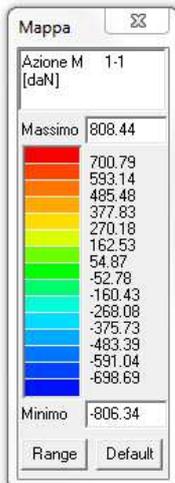
8.3 Sintesi delle sollecitazioni significative

L'analisi e la restituzione degli involuipi (nelle combinazioni considerate agli SLU) delle caratteristiche di sollecitazione sono finalizzate alla valutazione dello stato di sollecitazione nei diversi elementi della struttura.

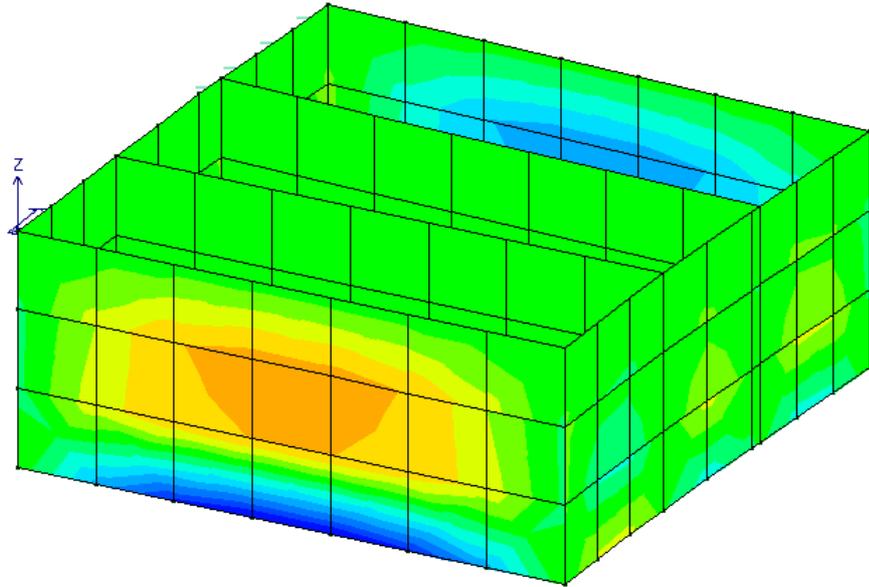
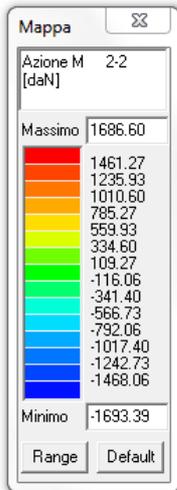
8.3.3 Sollecitazioni degli elementi Plate/Slab



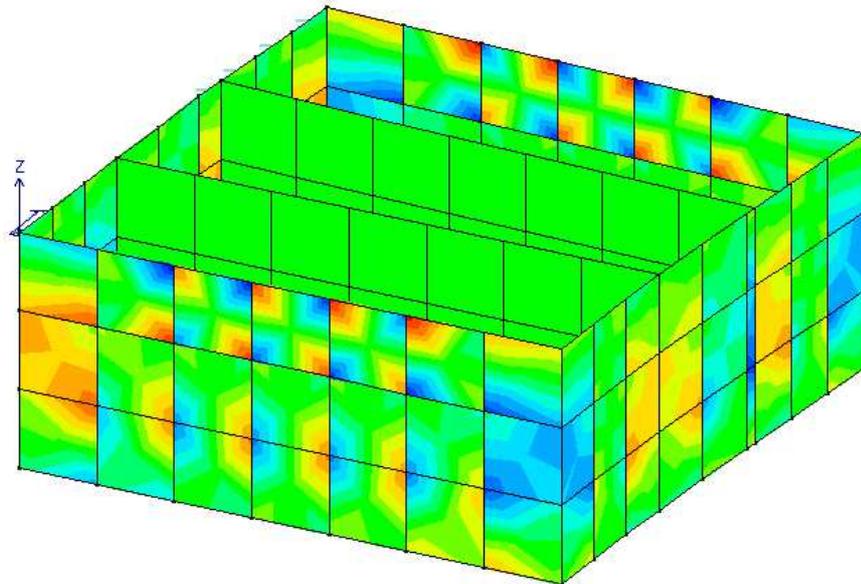
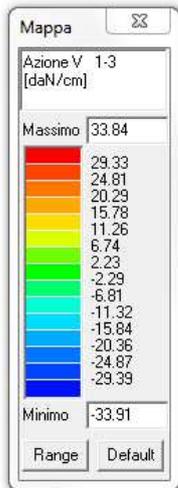
Sforzo Normale N 1-1_-62,80 daN/cm



Momento flettente M 1-1_-806,34 daN

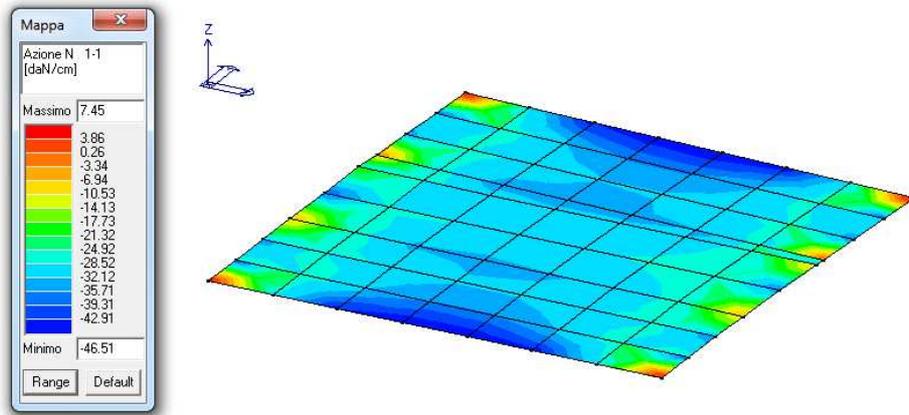


Momento flettente M 2-2_-1693 daN

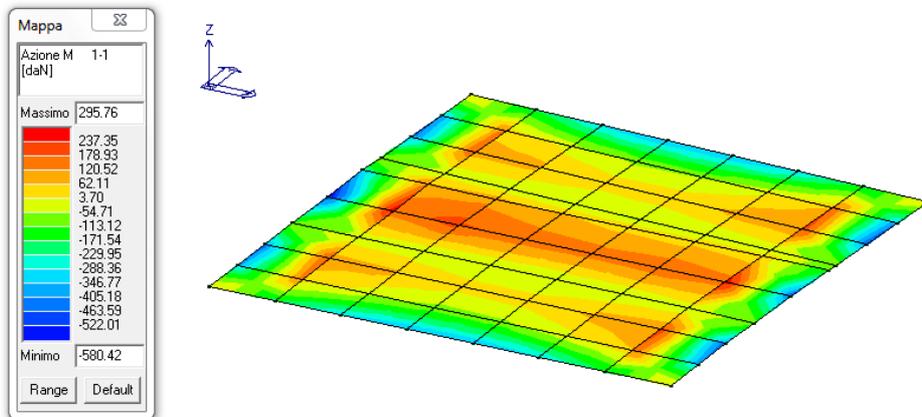


Taglio V 1-3_-33,91 daN/cm

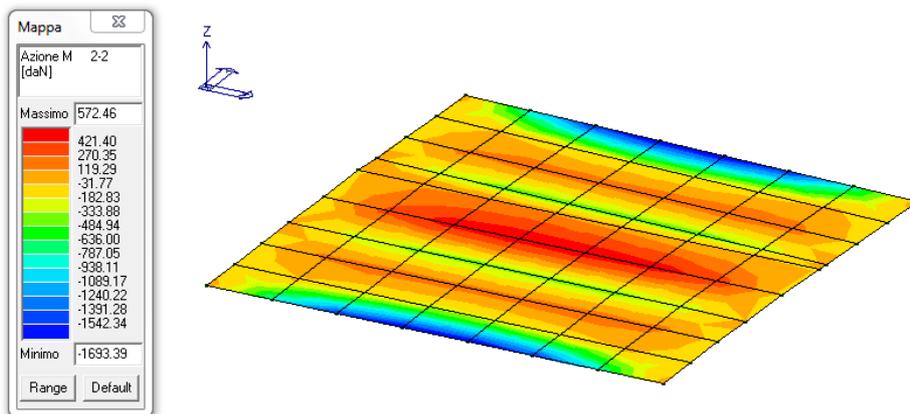
8.4 Sollecitazioni sulla Platea



Sforzo Normale N 1-1_-46,51 daN/cm

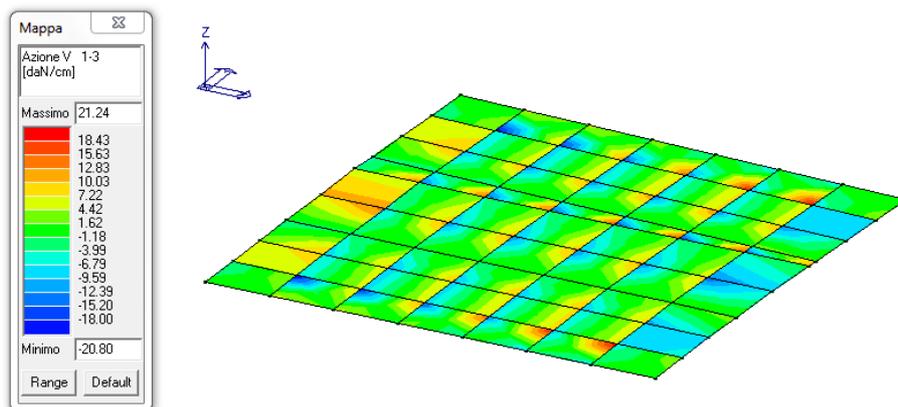


Momento flettente M 1-1_-580,42 daN



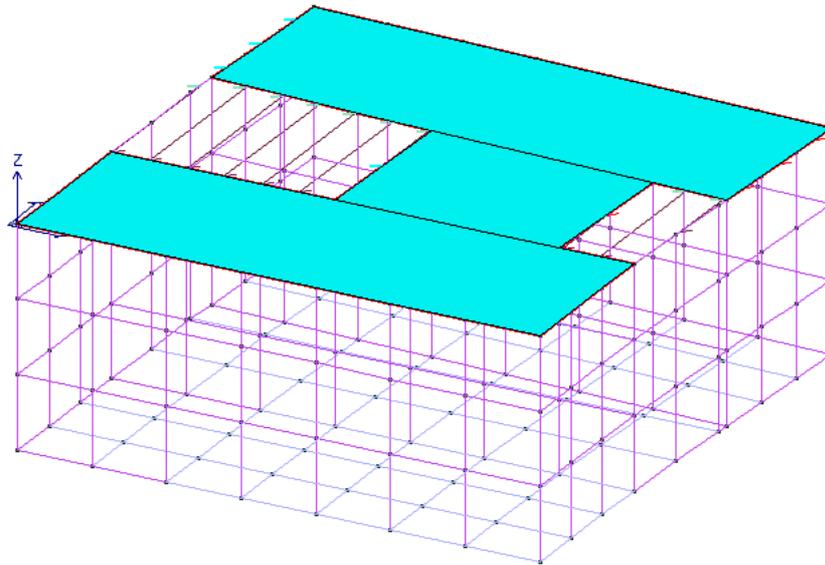
Momento flettente M 2-2_-1693,39 daN

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico



Taglio V 1-3_21,24 daN/cm

8.6 Sollecitazioni sui solai



Nell'immagine sopra riportata si evidenzia lo stato di progetto che risulta positivo per tutti i solai. Di seguito si riporta il report di verifica di un solaio.

Schema statico del solaio

Agg. Sn Agg. Dx Elimina Sb. Sn Sb. Dx Aggiorna Taglio Momento Invil. Armatura Archivia

Campata	Stato	Luc...	F+	F-	Gsk...	Qsk...	% i...	M...	Sezione	Inter.	Materiale	Criterio
n. 1 [x]	OK (verifica)	225...	7.50	7.50	0.04	0.00	0	0	T ribass...	50	Calcestr...	Criterio di progetto NTI

Sollecitazioni (travetto)

- M- =0.0 V =370.18 (sinistra)
- M+ = 2.086e+04 (pos. 112.69)
- M- =0.0 V =-370.18 (destra)

 Deformazioni

- [verificato]
- Freccia =-0.28 (lim. 4.51) [mm] (caratteristica istantanea)
- Freccia =-0.35 (lim. 9.02) [mm] (quasi permanente a tempo infinito)

 Progettazione (travetto)

- Flessione (verificato)
- pos=0.0: Ai=0.84 As=0.0 Gc=0.0 x/d= 2.027e-02 M=0.0
- s/fck =0.0,0.0 s/fyk=0.0 wk=0.0,0,0,0,0
- pos=7.50: Ai=0.84 As=0.0 Gc= 3.651e-02 x/d= 2.027e-02 M=2683.
- s/fck = 7.284e-03, 8.737e-03 s/fyk= 3.753e-02 wk=0.0,0,0,0,0
- pos=112.69: Ai=0.84 As=0.0 Gc=0.28 x/d= 2.027e-02 M= 2.086e+04
- s/fck = 5.661e-02, 6.790e-02 s/fyk=0.29 wk=0.0,0,0,0,0
- pos=217.88: Ai=0.84 As=0.0 Gc= 3.651e-02 x/d= 2.027e-02 M=2683.
- s/fck = 7.284e-03, 8.737e-03 s/fyk= 3.753e-02 wk=0.0,0,0,0,0

Elemento: 1

Momenti q*H1 / [negativi]

Taglio q*H

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati

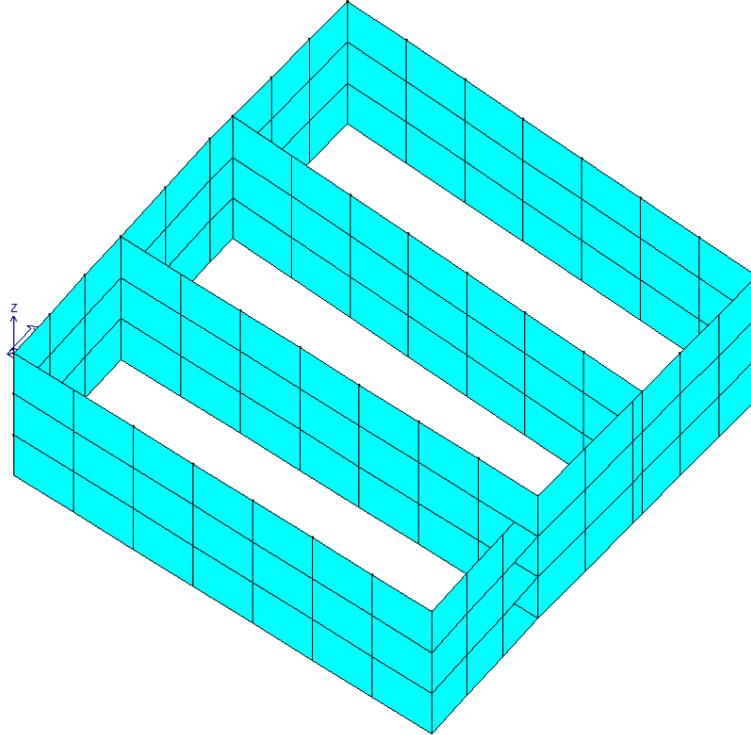
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

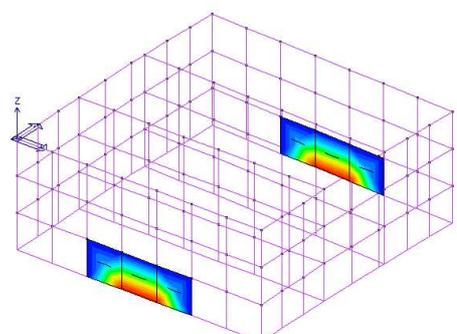
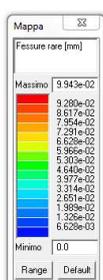
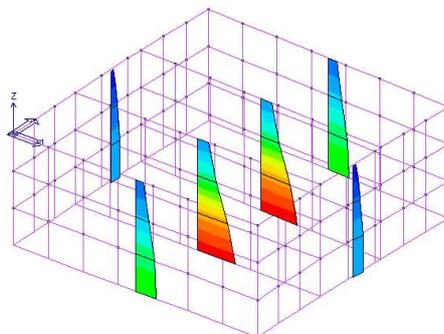
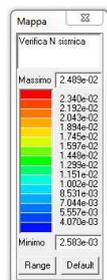
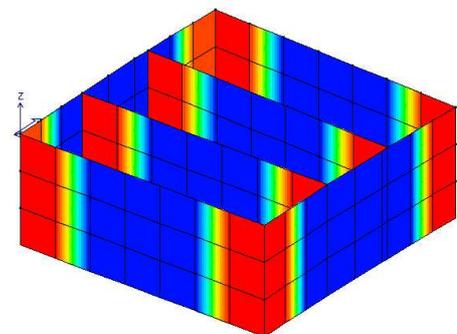
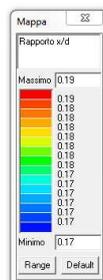
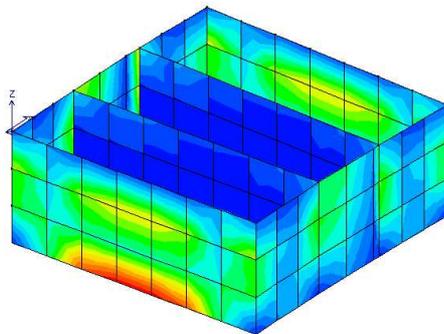
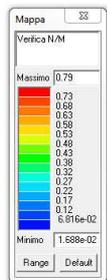
9. VERIFICHE AGLI SLU E AGLI SLE

Il programma Pro Sap effettua le verifiche allo SLU ed allo SLE relative a tutte le combinazioni. Si rimanda al tabulato per i risultati analitici di tali verifiche.

9.3 Verifica delle pareti



Stato di progetto pareti



Nelle immagini sopra riportate si evidenziano alcune delle principali verifiche che di seguito si elencano:

- Verifica N/M;

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

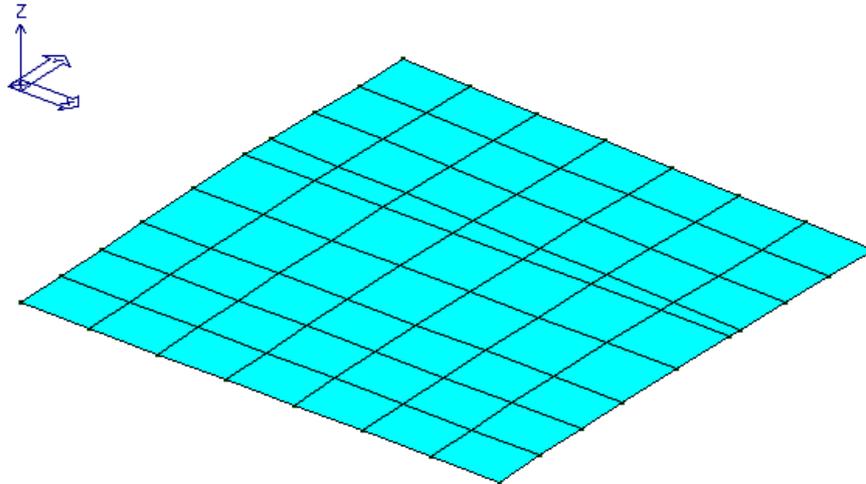
- Rapporto x/d ;
- Verifica N sismica;
- Verifica a fessurazione.

9.4 Verifica della fondazione

9.4.1 Verifica a flessione

Armatura Superiore ed inferiore

Per l'armatura superiore si è scelto di armare con $\Phi 16$ passo 200 in entrambe le direzioni; in alcuni punti, si è dovuto infittire la maglia di armatura diminuendo il passo a 50 mm ed inserendo armatura $\Phi 14$. Si riportano in figura i rapporti di verifica a flessione della platea in cui si è utilizzato il momento sollecitante riportato al capitolo 8.4 della relazione. Con questo tipo di armatura la verifica risulta soddisfatta.



La verifica per l'armatura superiore ed inferiore nelle due direzioni risulta soddisfatta.

9.4.1.1 Verifica manuale a flessione

Verifica direzione 1

La sezione in esame è armata superiormente con $\Phi 16$ passo 200 e inferiormente con $\Phi 16$ passo 200 in direzione 1 e 2 (lungo asse X e Y globale). Il momento sollecitante massimo è inferiore a quello resistente e la verifica risulta soddisfatta.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a structural verification. The title bar indicates the file name 'Verifica C.A. S.L.U. - File:'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The main area is divided into several sections:

- Titolo:** A text field for the title.
- N° strati barre:** Set to 2, with a 'Zoom' button.
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4
2	10,05	26
- Sollecitazioni:** Includes fields for N_{Ed} , M_{xEd} , and M_{yEd} in kN and kNm, with a 'Metodo n' button.
- P.to applicazione N:** Radio buttons for 'Centro' and 'Baricentro cls', and coordinate input fields for xN and yN.
- Materiali:** A table for material properties:

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200 000 N/mm²	14,17
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,6
		τ_{c1} 1,829
- Calcolo:** Shows $M_{xRd} = 97,04$ kNm, $\sigma_c = -14,17$ N/mm², $\sigma_s = 391,3$ N/mm², $\epsilon_c = 3,5$ ‰, $\epsilon_s = 20,57$ ‰, $d = 26$ cm, $x = 3,78$ cm, $x/d = 0,1454$, and $\delta = 0,7$.
- Metodo di calcolo:** Radio buttons for 'S.L.U. +', 'S.L.U. -', and 'Metodo n'.
- Tipo flessione:** Radio buttons for 'Retta' and 'Devata'.
- Buttons:** 'Calcola MRd', 'Dominio M-N', 'L₀ [0] cm', 'Col. modello', and 'Precompresso'.

9.6.4 Verifica a Fessurazione e punzonamento

Non è indispensabile inserire armatura aggiuntiva per quanto concerne la fessurazione ed il punzonamento.

10. VERIFICA GEOTECNICA

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot tg(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - sen(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot ctg \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \cdot \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot tg(\varphi) + \frac{3.07 \cdot sen(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + sen(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot tg(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione

- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot \Psi_{\gamma} \cdot r_{\gamma}$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_{γ} , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_{γ} , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_{γ} , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_{γ} , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_{\gamma} = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \operatorname{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\begin{array}{l} \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} \\ - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \end{array} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i -esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i -esimo
- Δz_i spessore dello strato i -esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v, i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i -esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i -esimo
- Δz_i spessore dello strato i -esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismicaflag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismicaflag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

- Q_{lim} capacità portante totale data dalla somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di $Q_{res\ P}$ (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ q}$ termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ g}$ termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ c}$ termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{res\ P}$ termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- T_B / T_{Blim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- T_L / T_{Llim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- $S_{gm. Lt.}$ tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- N_{odo} vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- $Car. Netto$ valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- $Cedimento/i$ valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 3

Profondità falda: 153,00 cm

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
Neg.				
1	da 0,0 a -600,0 cm	600,0 cm	002 / Toutu Venant	Assente
2	da -600,0 a -800,0 cm	200,0 cm	001 / Sabbia limosa compatta	Assente
3	da -800,0 a -1500,0 cm	700,0 cm	003 / Argilla dura	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **002 / Toutu Venant**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	2,100 E-3	35,000	0,000	223,480	300,000	60,0	0,299	1,00

Indice / Descrizione terreno: **001 / Sabbia limosa compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

1,600 E-3 2,000 E-3 26,000 0,050 89,250 150,000 60,0 0,360 0,95

Indice / Descrizione terreno: **003 / Argilla dura**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Coes.non dren. daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
2,000 E-3	2,100 E-3	1,500	200,000	200,000	60,0	0,500	0,45

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 1	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 4	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	290.000	104.854	30.000	8634.918	4	1
Platea n. 8	Platea	001	290.000	105.145	30.000	8682.919	4	1
Platea n. 9	Platea	001	290.000	104.854	30.000	8634.904	4	1
Platea n. 10	Platea	001	290.000	105.145	30.000	8682.921	4	1
Platea n. 11	Platea	001	290.000	104.854	30.000	8634.892	4	1
Platea n. 12	Platea	001	290.000	105.145	30.000	8682.908	4	1
Platea n. 13	Platea	001	290.000	104.854	30.000	8634.878	4	1
Platea n. 14	Platea	001	290.000	105.145	30.000	8682.894	4	1
Platea n. 15	Platea	001	290.000	104.854	30.000	8634.866	4	1
Platea n. 16	Platea	001	290.000	105.145	30.000	8682.879	4	1
Platea n. 17	Platea	001	290.000	104.853	30.000	8634.851	4	1
Platea n. 18	Platea	001	290.000	105.145	30.000	8682.868	4	1
Platea n. 19	Platea	001	290.000	104.853	30.000	8634.838	4	1
Platea n. 20	Platea	001	290.000	105.144	30.000	8682.854	4	1
Platea n. 21	Platea	001	290.000	49.755	30.000	1944.289	4	1
Platea n. 22	Platea	001	290.000	54.039	30.000	2293.546	4	1
Platea n. 23	Platea	001	290.000	58.008	30.000	2642.812	4	1
Platea n. 24	Platea	001	290.000	61.722	30.000	2992.080	4	1
Platea n. 25	Platea	001	290.000	65.225	30.000	3341.350	4	1
Platea n. 26	Platea	001	290.000	68.550	30.000	3690.615	4	1
Platea n. 27	Platea	001	290.000	71.720	30.000	4039.883	4	1
Platea n. 28	Platea	001	290.000	94.766	30.000	7053.361	4	1
Platea n. 29	Platea	001	290.000	94.790	30.000	7056.935	4	1
Platea n. 30	Platea	001	290.000	94.814	30.000	7060.507	4	1
Platea n. 31	Platea	001	290.000	94.765	30.000	7053.189	4	1
Platea n. 32	Platea	001	290.000	94.789	30.000	7056.761	4	1
Platea n. 33	Platea	001	290.000	94.813	30.000	7060.331	4	1
Platea n. 34	Platea	001	290.000	94.764	30.000	7053.010	4	1
Platea n. 35	Platea	001	290.000	94.788	30.000	7056.584	4	1
Platea n. 36	Platea	001	290.000	94.812	30.000	7060.153	4	1
Platea n. 37	Platea	001	290.000	94.763	30.000	7052.831	4	1
Platea n. 38	Platea	001	290.000	94.787	30.000	7056.405	4	1
Platea n. 39	Platea	001	290.000	94.811	30.000	7059.975	4	1
Platea n. 40	Platea	001	290.000	94.761	30.000	7052.655	4	1
Platea n. 41	Platea	001	290.000	94.785	30.000	7056.229	4	1
Platea n. 42	Platea	001	290.000	94.809	30.000	7059.800	4	1
Platea n. 43	Platea	001	290.000	94.760	30.000	7052.478	4	1
Platea n. 44	Platea	001	290.000	94.784	30.000	7056.051	4	1
Platea n. 45	Platea	001	290.000	94.808	30.000	7059.623	4	1
Platea n. 46	Platea	001	290.000	94.759	30.000	7052.303	4	1
Platea n. 47	Platea	001	290.000	94.783	30.000	7055.874	4	1
Platea n. 48	Platea	001	290.000	94.807	30.000	7059.445	4	1
Platea n. 187	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.998	4	1
Platea n. 188	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.998	4	1
Platea n. 189	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 190	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.998	4	1
Platea n. 191	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.997	4	1
Platea n. 192	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 193	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 194	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 195	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 196	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 197	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 198	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 199	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6819.999	4	1
Platea n. 200	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1
Platea n. 201	Platea	001	290.000	93.185	30.000	6820.000	4	1

Elemento	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
-----------------	------------------	------------------	-------------------	-----------------	-----------------	------------------	--------------------------

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

n.		cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 1	Macro-Platea 001	290.000	523.690	30.000	529.869	529.869

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. GammaRD = 1.10

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4261 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.9905 + 7.3977 + 0.7640 + 0.1824

Qmax / Qlim = 0.3469 / 9.3346 = 0,037 Ok (Cmb. n. 003)

TB / TBlim = 0.6 / 45892.9 = 0,000 Ok (Cmb. n. 008)

TL / TLLim = 0.1 / 45889.8 = 0,000 Ok (Cmb. n. 008)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
003	SLU STR	No	3.014	0.059	0.4	-0.1	-146068.2	-0.3281	-0.3469
008	SLU STR	No	2.855	0.029	0.6	-0.1	-110135.8	-0.2476	-0.2611

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.:**

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4261 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.5064 + 4.0874 + 0.2347 + 0.1824

Qmax / Qlim = 0.3906 / 5.0109 = 0,078 Ok (Cmb. n. 019)

TB / TBlim = 39522.5 / 42974.3 = 0,920 Ok (Cmb. n. 019)

TL / TLLim = 38690.1 / 42994.0 = 0,900 Ok (Cmb. n. 025)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
019	SLV A1	Si	43.911	-8.005	35929.5	-6864.1	-103238.1	-0.1230	-0.3551
025	SLV A1	Si	-5.988	-40.109	-7667.6	-35172.8	-103291.4	-0.1357	-0.3437

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.:**

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4261 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.9347 + 7.0160 + 0.6646 + 0.1824

Qmax / Qlim = 0.3039 / 8.7977 = 0,035 Ok (Cmb. n. 046)

TB / TBlim = 4312.6 / 42972.6 = 0,100 Ok (Cmb. n. 047)

TL / TLLim = 4333.1 / 42986.1 = 0,101 Ok (Cmb. n. 072)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
046	SLD	Si	14.470	-2.172	3920.6	-732.1	-103327.8	-0.2019	-0.2763
047	SLD	Si	-8.521	2.220	-3920.6	732.1	-103234.2	-0.2147	-0.2625
072	SLD	Si	0.958	-11.714	-684.9	-3939.1	-103272.4	-0.2140	-0.2645

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

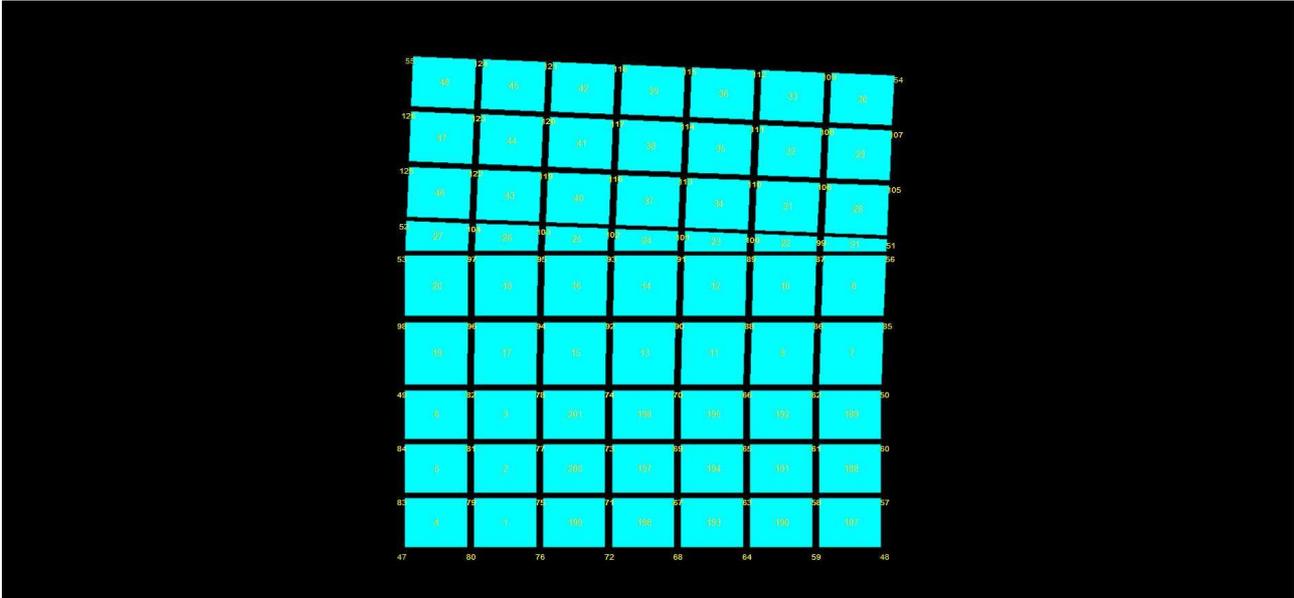
Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
074	SLE rare	No	3.123	0.061	0.3	0.0	-108435.5	-0.2434	-0.2578

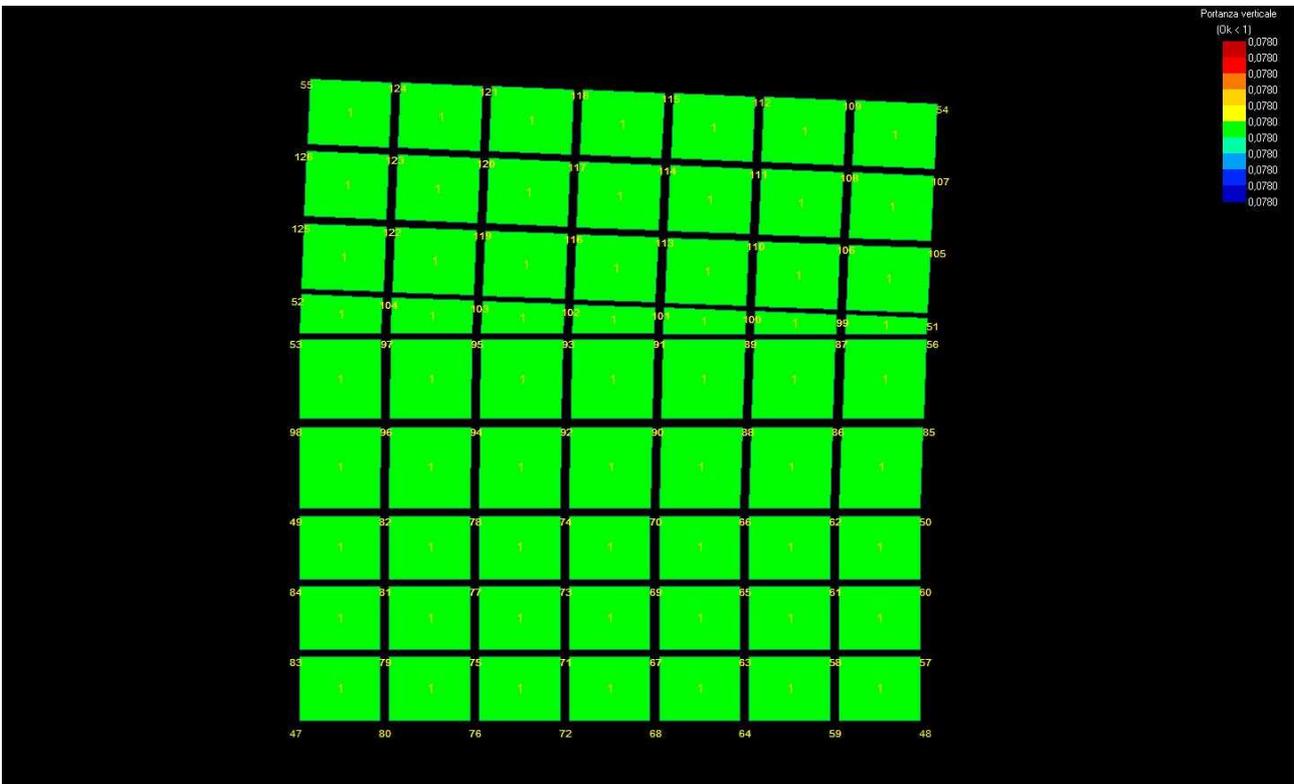
Cedimento massimo = 0.000 cm in Cmb n. 074

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 074

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico

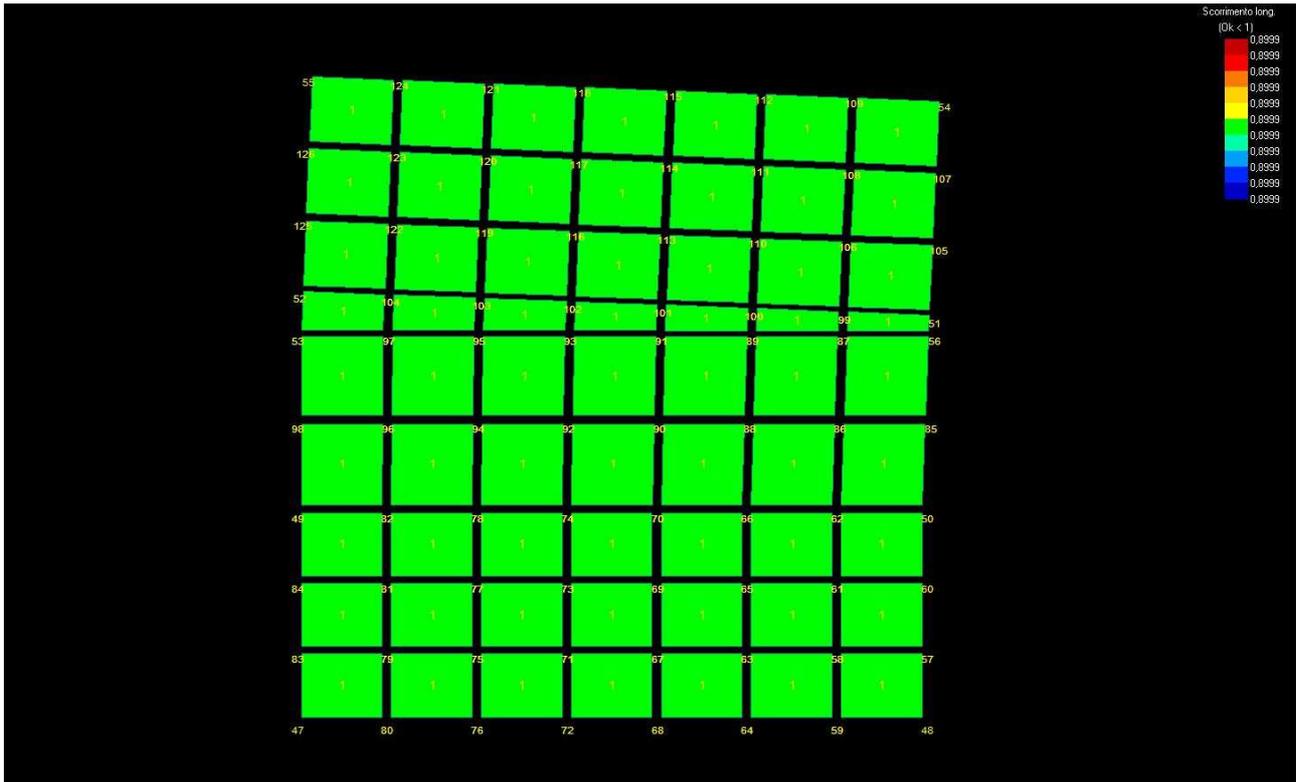


Stato di progetto

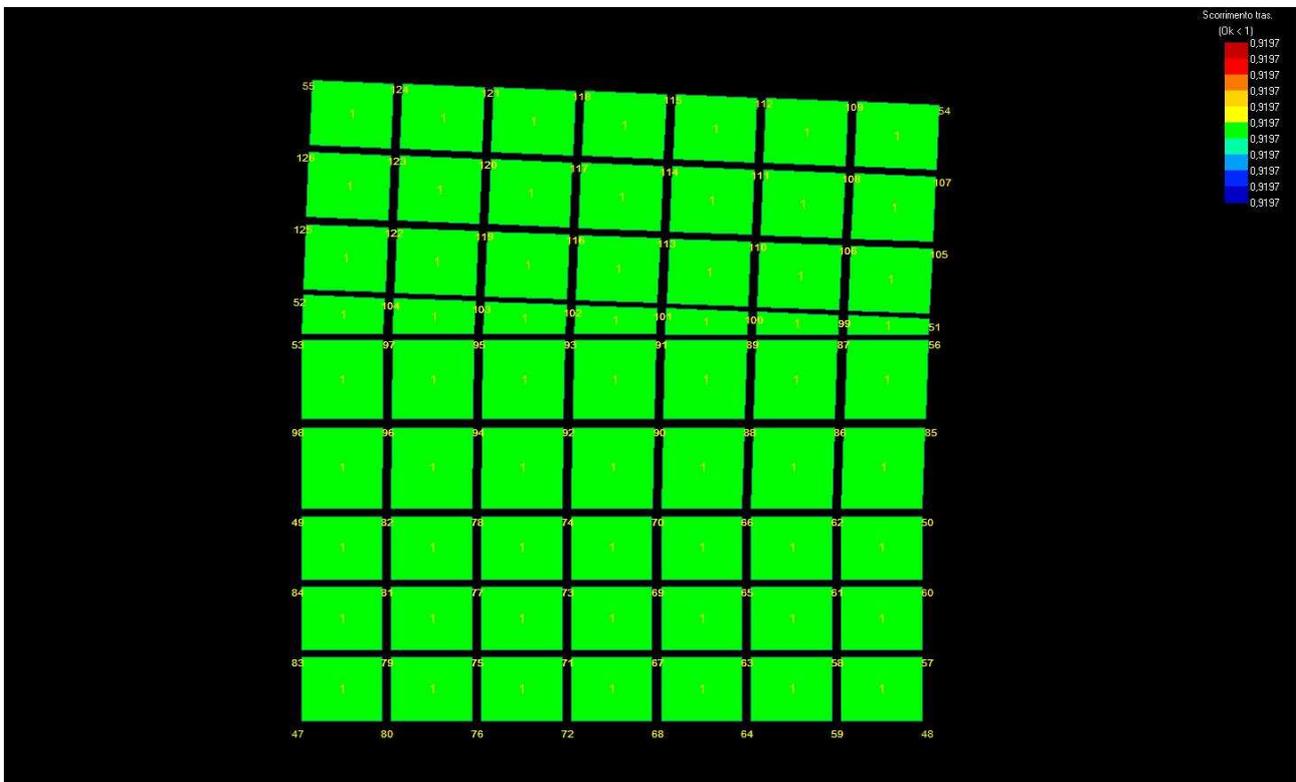


Portanza verticale

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione di calcolo strutturale e geotecnica_Locale tecnico



Scorrimento longitudinale



Scorrimento trasversale