

Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale

PROGETTO DEFINITIVO PER LE OPERE DI URBANIZZAZIONE DELL'AREA A SERVIZIO DEL TERMINAL CROCIERE LOCALITA' PORTO CORSINI, RAVENNA

OGGETTO

VASCA DI ACCUMULO ACQUA POTABILE
ELABORATI GRAFICI
RELAZIONE STRUTTURALE

FILE

06AP22_PD_02.01_R00

CODICE

02.01

SCALA

Varie

Rev.	Data	Causale
0	Agosto '22	Emissione
1		
2		
3		

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

dott. ing. Fabio Maletti
Autorità di Sistema Portuale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna, RA

COORDINAMENTO GENERALE:



Acqua Ingegneria srl

arch. Annalisa Barbieri
(progettista integratore)
Acqua Ingegneria S.r.l.
via A. Zani 7, 48122 Ravenna, RA
www.acquaingegneria.it

PROGETTO:



Acqua Ingegneria srl

ing. Andrea Canel
ing. Riccardo Arvedi
Acqua Ingegneria S.r.l.
via A. Zani 7, 48122 Ravenna, RA
www.acquaingegneria.it

Timbro e firma (per Acqua Ingegneria):

INDICE

1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	3
2 RELAZIONE DI CALCOLO	17
2.1 Individuazione del sito	17
2.2 Caratteristiche del terreno.....	19
2.3 Descrizione della struttura	24
2.4 Normativa tecnica, riferimenti tecnici e unità di misura	26
2.4.1 Normativa tecnica	26
2.4.2 Riferimenti tecnici.....	27
2.4.3 Unità di misura	27
2.5 Azioni sulla costruzione e parametri sismici.....	29
2.6 Analisi dei carichi	29
2.7 Materiali	48
2.8 Criteri di progettazione e modellazione.....	51
2.8.1 Criteri generali per la verifica delle strutture	51
2.8.2 Modellazione globale e analisi ad elementi finiti	51
2.8.3 Informazioni sul codice di calcolo	52
2.8.4 Validazione del programma di calcolo strutturale	53
2.8.5 Tipo di analisi svolta	55
2.8.6 Effetti delle non linearità geometriche.....	55
2.9 Verifiche strutturali	56
2.9.1 Verifiche strutturali in campo statico	56
2.9.1.1 Modello globale FEM.....	56
2.9.1.2 Verifica della scala in acciaio	74
2.9.1.3 Verifica SLE scala.....	77
2.9.2 Verifiche strutturali in campo sismico	78
2.9.2.1 Modello globale FEM.....	78

2.9.2.2	Verifica della scala in acciaio	83
2.10	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	86
2.10.1	<i>Verifica della parete della vasca</i>	86
2.11	Strutture geotecniche o di fondazione	90
2.11.1	<i>Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite fondazione-terreno</i>	90
2.11.2	<i>Verifica dei cedimenti</i>	96
2.11.3	<i>Verifica a sollevamento</i>	99

1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

L'*Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico centro settentrionale (AdSP)* ha incaricato la società di ingegneria Acqua Ingegneria S.r.l. della progettazione definitiva del sistema di approvvigionamento di acqua potabile per le navi da crociera in previsione dei lavori di urbanizzazione dell'area di Porto Corsini (RA) facente parte del progetto *Opere di Urbanizzazione dell'area a servizio del Terminal Crociere a Porto Corsini di Ravenna*.

Le navi da crociera, durante la loro sosta nel Terminal Crociere, devono poter essere in grado di rifornirsi di acqua potabile. Il sistema previsto da HERAtech definisce l'approvvigionamento massimo in 800 m³/giorno per nave fino ad un massimo di due navi in una finestra temporale diurna di 8 ore.

La soluzione progettuale prospettata per quanto riguarda le opere civili/strutturali a servizio del sistema di approvvigionamento di acqua potabile per le navi da crociera, è quella di realizzare una vasca di accumulo dotata di numero 2 compartimenti e un locale pompe ad essa adiacente.

Ai sensi delle NTC2018, tutte le strutture rientrano nella definizione di "*Nuova Costruzione*".

Nelle immagini seguenti sono riportate l'inquadramento satellitare dell'area di intervento e la localizzazione esatta della vasca di accumulo.

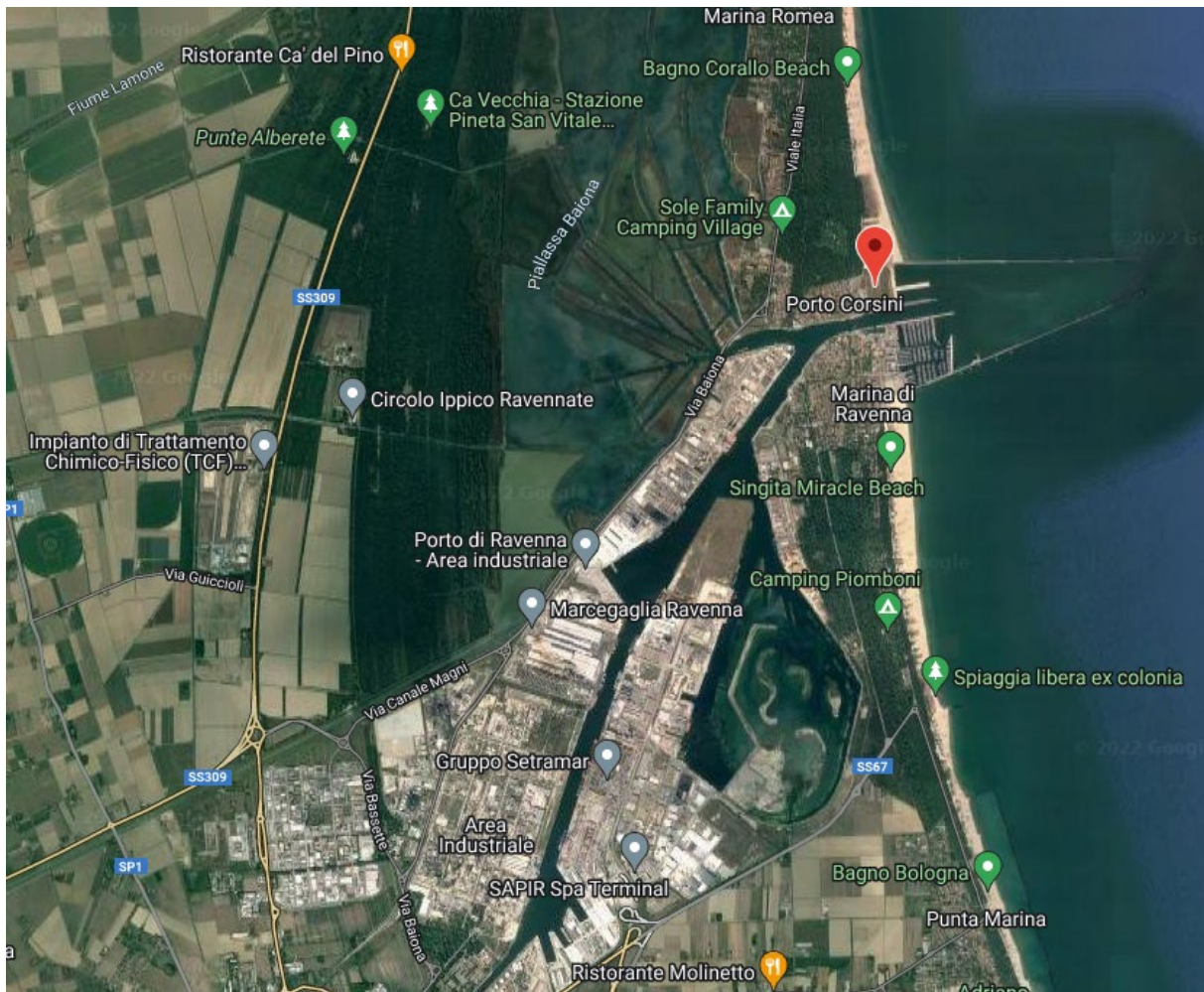


Figura 1 – Inquadramento satellitare della zona di intervento



Figura 2 – Localizzazione zona di intervento



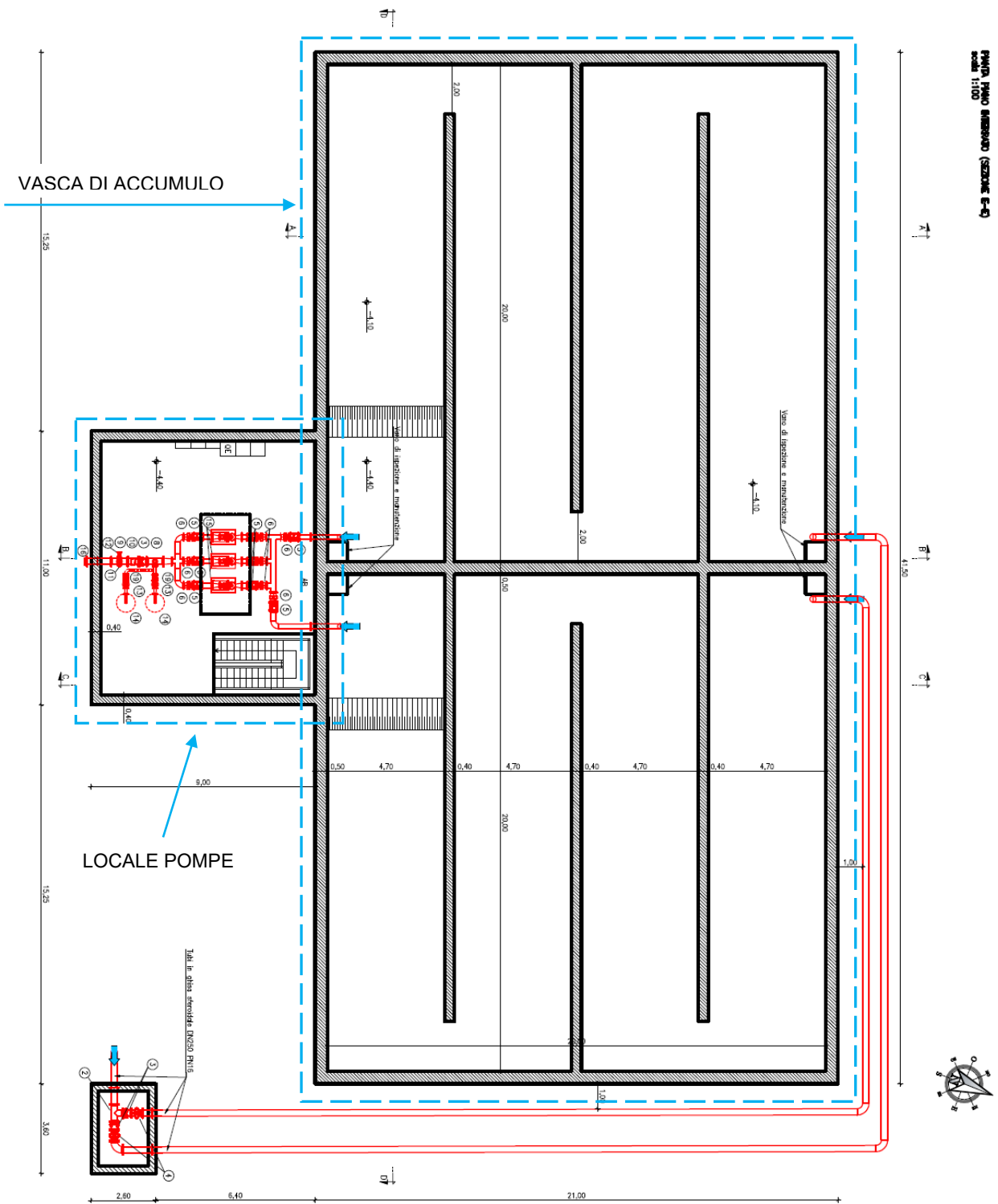
Figura 3 – Posizione del manufatto

Si riporta nel seguito la descrizione della struttura in oggetto.

L'edificio è una struttura di nuova realizzazione formata da una vasca di accumulo suddivisa in numero due compartimenti uguali tra loro e un locale pompe. La superficie planimetrica complessiva è circa pari a 970 m² ripartita rispettivamente in 872 m² per la vasca di accumulo e 98 m² per il locale pompe. La vasca di accumulo è interamente interrata a 1 m dal piano campagna, realizzata nella sua totalità in cemento armato ed è costituita da una struttura portante in setti e una soletta piana in copertura. Sul lato Sud della vasca è presente un locale

tecnico adibito a locale pompe parzialmente interrato. La struttura portante è a setti in cemento armato, il solaio intermedio a livello del piano campagna è una soletta in cemento armato piana come la copertura. La struttura di fondazione è costituita da una platea di spessore 70 cm.

Nelle immagini seguenti sono riportati alcune piante e sezioni significative estratte dagli elaborati grafici di progetto, ai quali si rimanda per maggiori dettagli.



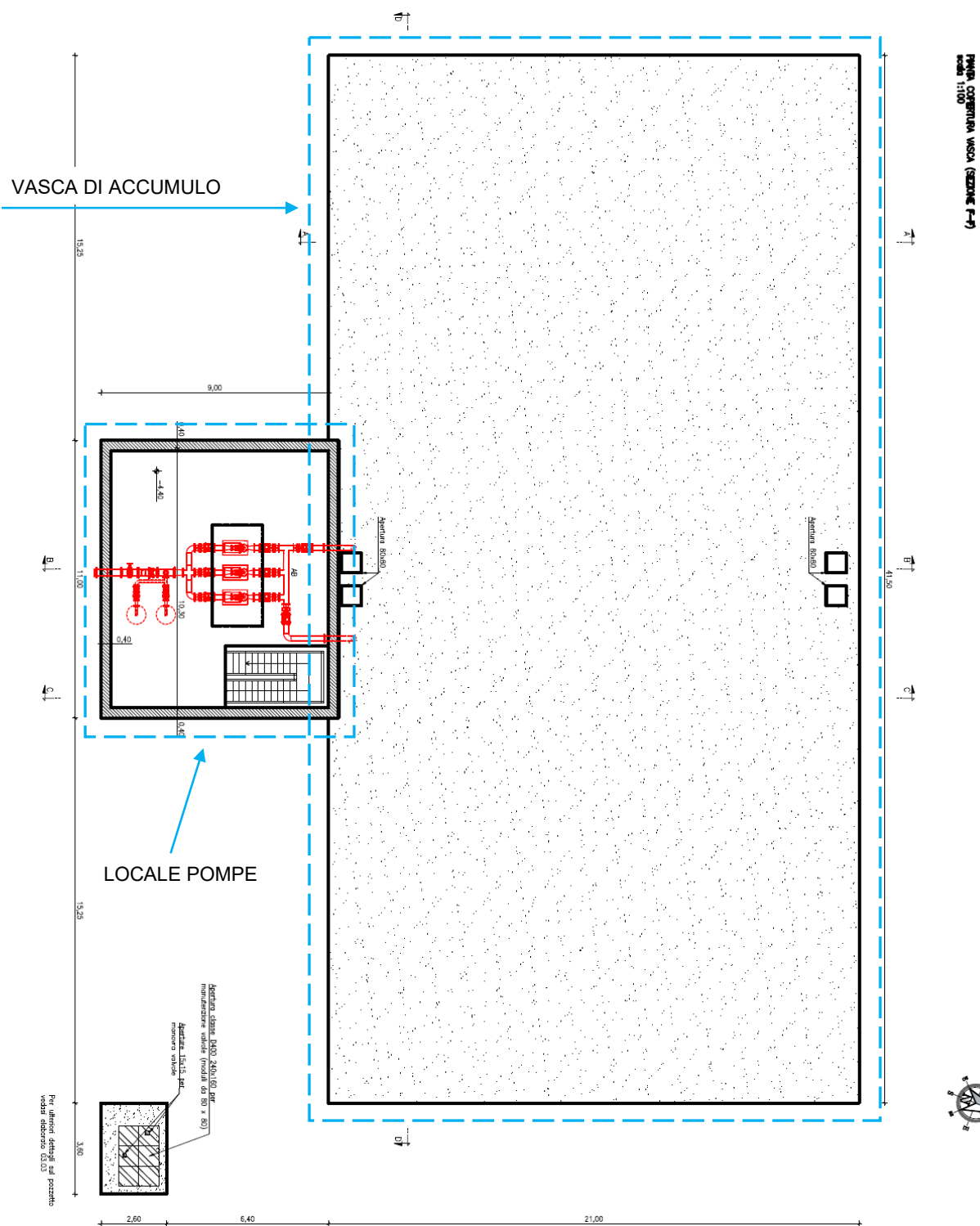


Figura 5 - Pianta copertura vasca

PIANTA COPERTURA LOCALE POMPE (SEZIONE G-G)
scala 1:100

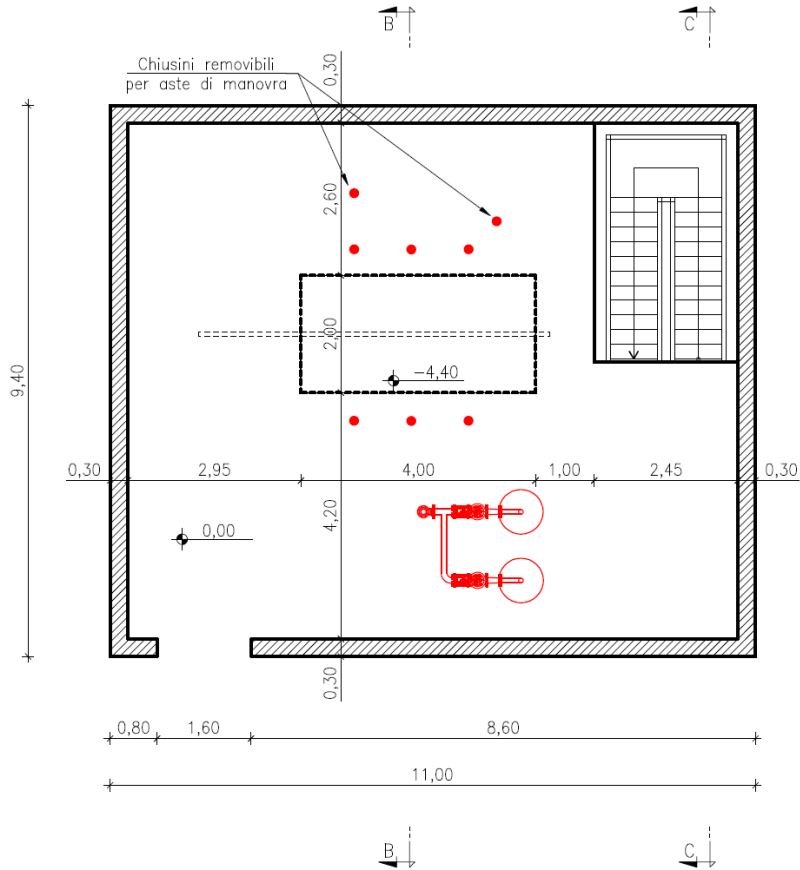


Figura 6 – Pianta solaio intermedio locale pompe

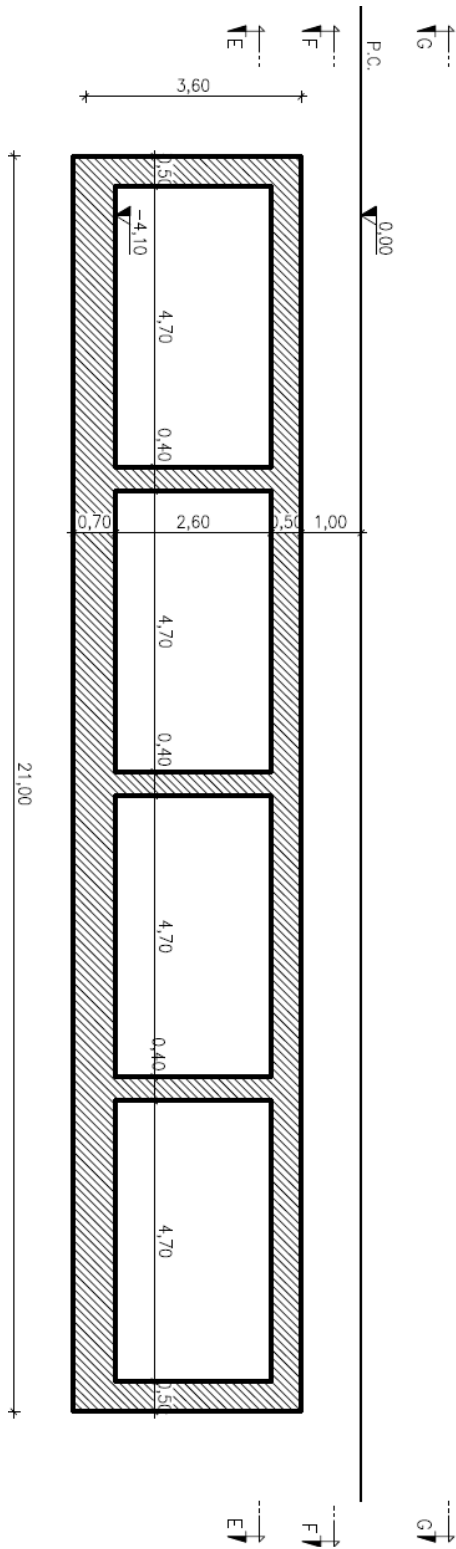
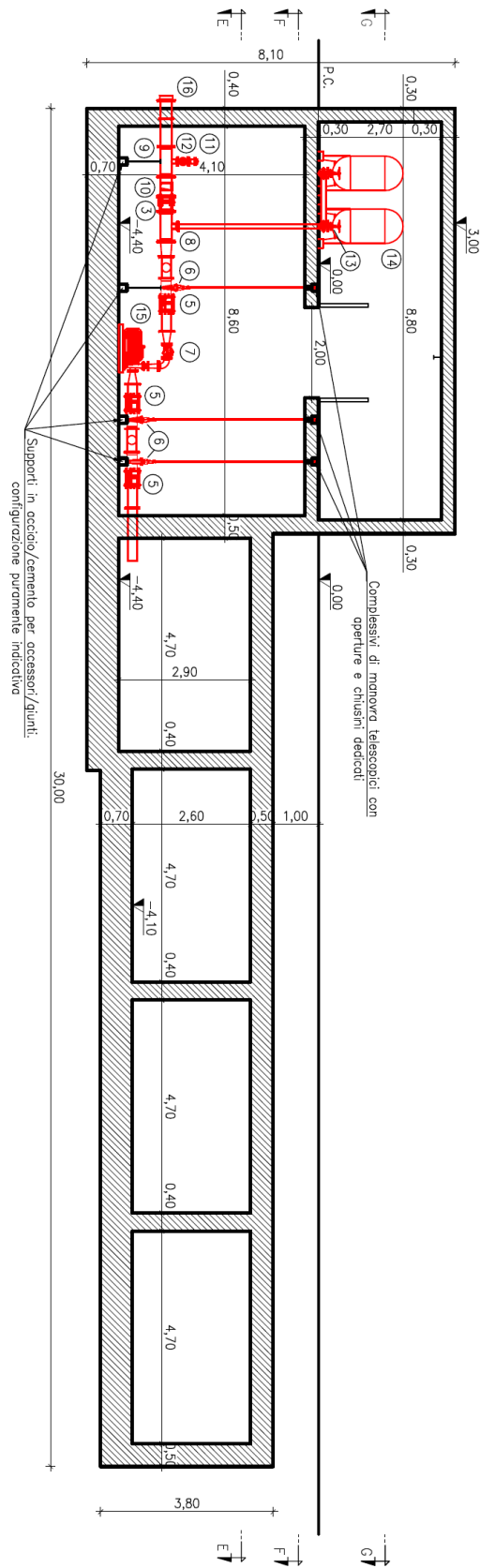


Figura 7 - Sezione vasca (Sezione A-A)



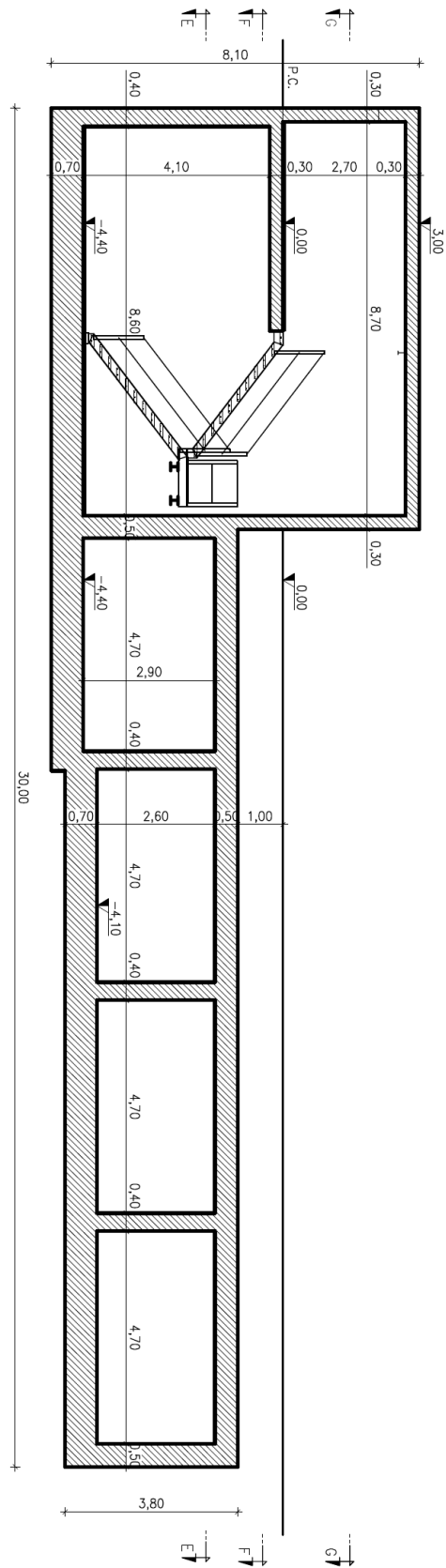


Figura 9 - Sezione complessiva (Sezione C-C)

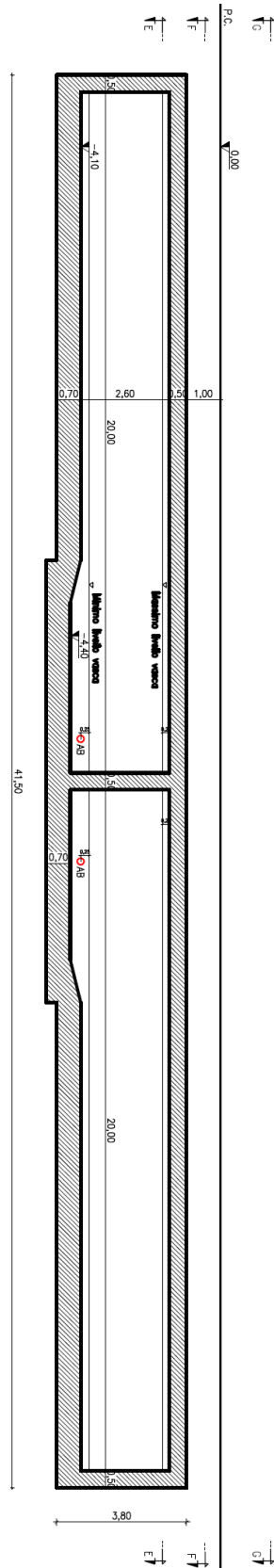


Figura 10 - Sezione vasca (Sezione D-D)

I materiali ad uso strutturale impiegati per le strutture di progetto sono i seguenti:

Materiali	
Calcestruzzo: fondazioni e strutture in elevazione	C32/40
Acciaio da c.a.	B450C
Acciaio da carpenteria	S275JR zincato a caldo

I parametri per il calcolo dell'azione sismica di progetto sono i seguenti:

Parametri sismici		
Comune	Porto Corsini (RA)	
Zona sismica	3	
Vita Nominale (V_N)	50 anni	
Classe d'uso	IV	
Coefficiente d'uso (C_U)	2,0	
Periodo di riferimento (V_R)	100 anni	
Periodo di ritorno (V_R)	SLO	60 anni
	SLD	101 anni
	SLV	949 anni
	SLC	1950 anni
Categoria di sottosuolo	C	
Categoria topografica	T1	
Coefficiente di comportamento (q)	1,0	

Il metodo di valutazione della sicurezza adottato è quello *semiprobabilistico agli Stati Limite* basato sull'impiego dei coefficienti parziali ai sensi delle NTC2018. La sicurezza strutturale è stata valutata nei confronti degli *Stati Limite Ultimi (SLU)* e degli *Stati Limite di Esercizio (SLE)*.

In sintesi, il percorso progettuale seguito per la definizione delle opere strutturali dallo scrivente progettista si è sviluppato, nell'ordine, secondo i seguenti criteri:

- sopralluoghi nella zona della costruzione, con particolare riferimento alle aree oggetto d'intervento, per presa visione e conoscenza dello stato attuale dei luoghi e delle strutture esistenti;
- interazione con gli altri progettisti coinvolti nel progetto per lo sviluppo di un intervento che, nel rispetto delle esigenze e richieste del Committente, consenta l'adozione di ottimali soluzioni strutturali nei confronti sia delle strutture esistenti sia delle opere di progetto;
- concezione di interventi strutturali con meccanismi resistenti ottimali per le opere di nuova realizzazione, nel rispetto delle interazioni con organismi strutturali esistenti;
- produzione di elaborati esecutivi con definizione di particolari costruttivi che consentano la realizzazione concreta di quanto progettualmente ideato e concepito.

2 RELAZIONE DI CALCOLO

La seguente relazione è redatta ai sensi del par. B.2.2 della DGR 1373/2011 dell'Emilia-Romagna.

2.1 Individuazione del sito

(Riferimento al punto (a) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

Nelle immagini seguenti sono riportate l'inquadratura satellitare dell'area di intervento e la localizzazione esatta della vasca di accumulo.

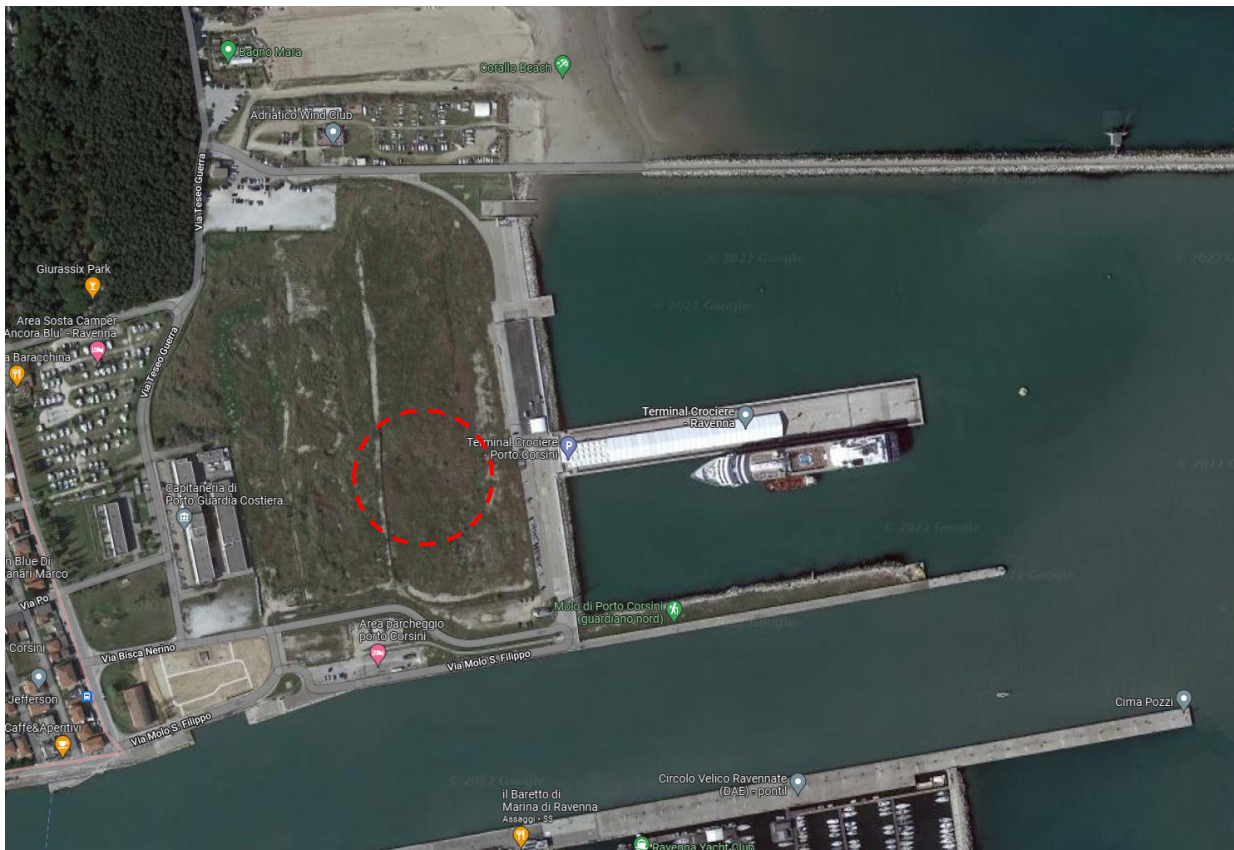


Figura 11 – Inquadratura satellitare della zona di intervento



Figura 12 – Localizzazione vasca di accumulo

2.2 Caratteristiche del terreno

(Riferimento al punto (a) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

Per la zona portuale di Porto Corsini sono stati commissionati dall'Autorità Portuale diversi studi tra cui una relazione geologica-geotecnica del 1999 (Dott. Angeli) ed Indagini geognostiche ed analisi di laboratorio su campioni del 2009 (SOGEO srl). Pertanto, per la caratterizzazione geologica del substrato dell'area di progetto, oltre ai dati bibliografici reperiti, considerando il contesto locale, l'estensione e la finalità dell'analisi, è stata eseguita un'indagine geognostica e geofisica nel dicembre 2013. A seguito della relazione geologica e sismica del dicembre 2013, è stata eseguita una relazione integrativa sismica dell'ottobre 2018.

Sono state effettuate due ulteriori prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1 e CPTU2), spinte alla profondità rispettivamente di 20 e 32 metri. All'interno del foro corrispondente alla prova CPTU2 è stata eseguita un'ulteriore terebrazione con cono sismico (SCPT1) integrata con due registrazioni dei microtrempi sismici del sottosuolo con tecnica HVSr.

Nell'immagine seguente sono localizzate tutte le indagini geognostiche e geofisiche di (di repertorio ed eseguite).

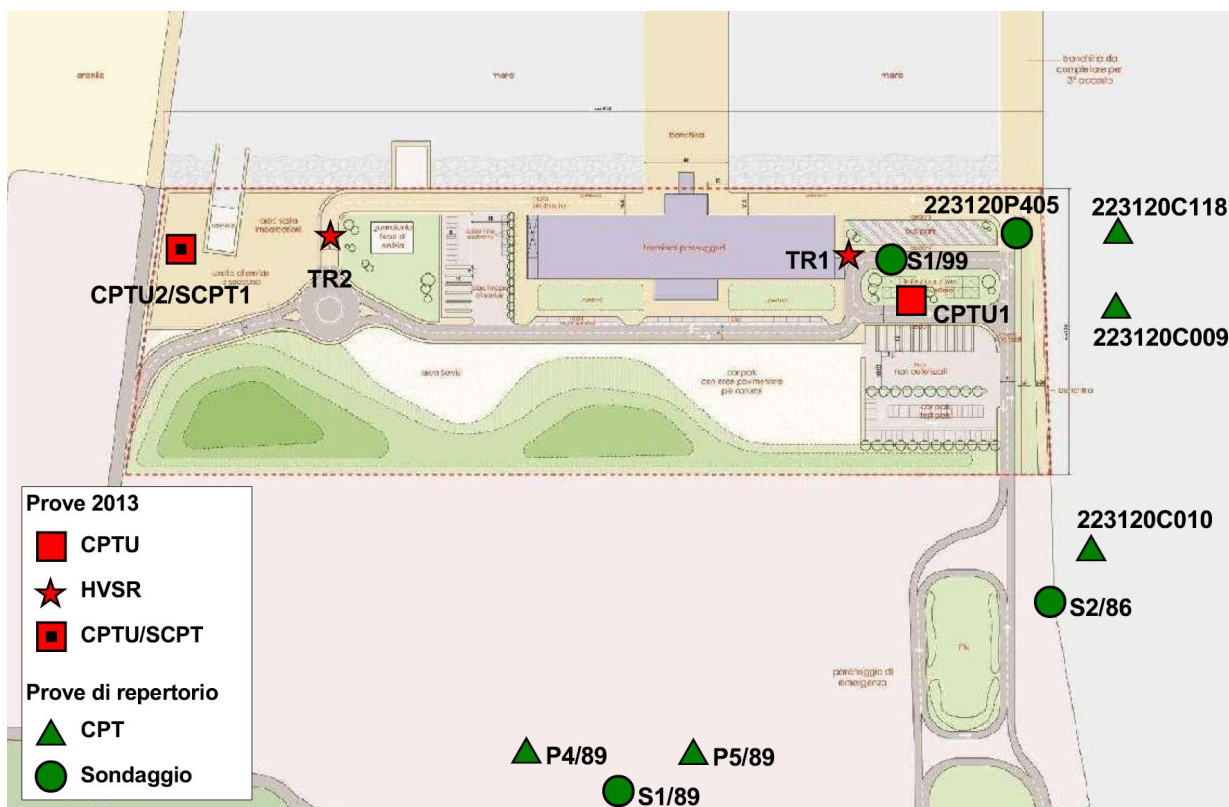


Figura 13 - Localizzazione prove geognostiche e geofisiche

I dati geognostici ottenuti consentono di suddividere il sottosuolo indagato nei seguenti contesti deposizionali e tessiturali, a partire dal piano campagna attuale:

- sedimenti di riporto più superficiali, di spessore variabile da 4 a 5 metri;
- alternanze di sabbie pulite mediamente addensate e sabbie più limose riconducibili ad ambiente di cordone marino, attraversate fino alla profondità di circa 11,5 metri dal p.c. attuale;
- argille e limi argillosi con rari livelli sottili di sabbie fino a circa 29 metri di profondità;
- depositi di facies alluvionale caratterizzati da alternanze di sabbie limose e limi argillosi fino a circa 40 metri di profondità.

Nell'immagine successiva è riportata la sezione geologica per una più immediata comprensione.

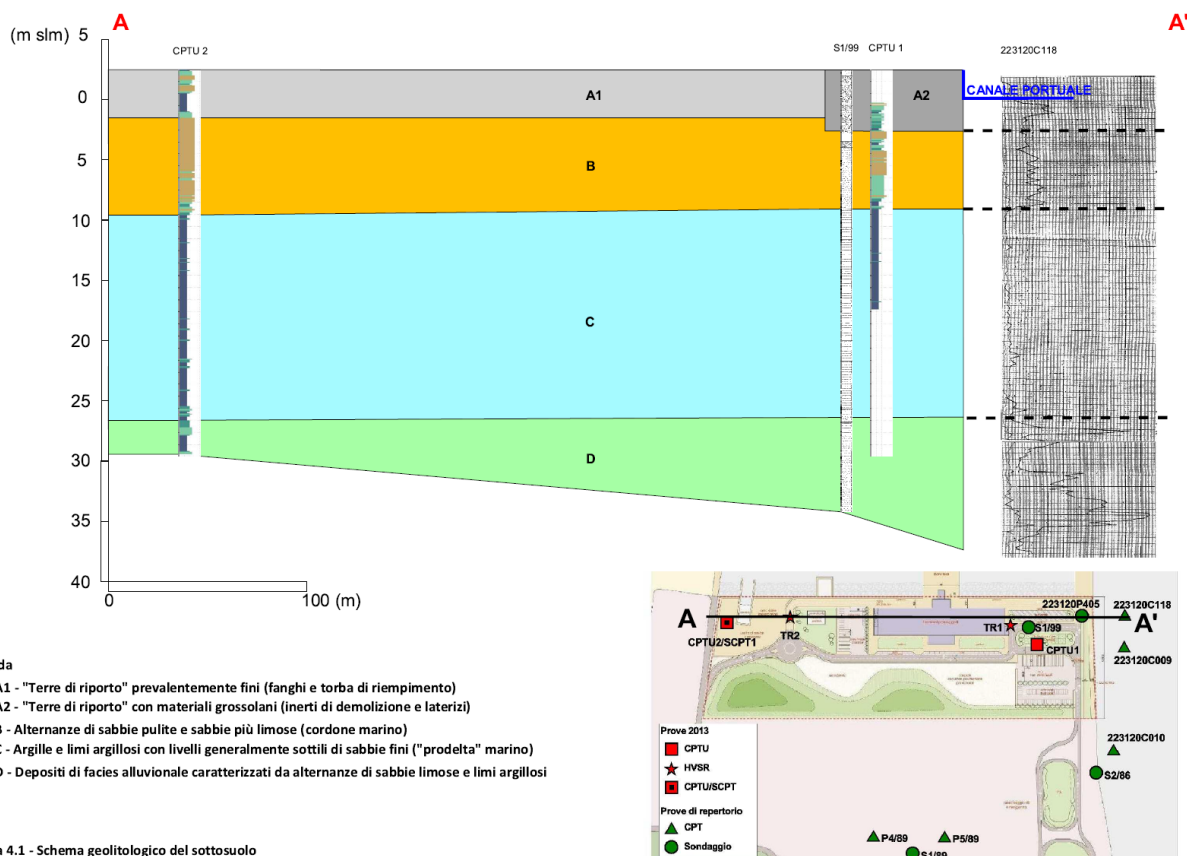


Figura 4.1 - Schema geolitologico del sottosuolo

Figura 14 – Sezione geologica

Nell'immagine riportata si riporta il modello geotecnico del sottosuolo estrapolato dagli esiti della penetrometria CPTU2. Come si può osservare è presente una falda superficiale alla profondità di 1,70 metri dal piano campagna.

Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.12 1.70 Terre di riporto fini essiccate	3.3	6.14E-6	9.1	31.1	44.1	37.7	36.6	38.5	-	-	-	17.3
1.86 Terre di riporto fini	0.9	4.05E-8	3.9	-	-	-	9.3	23.8	38.2	0.8	3.5	16.2
4.06 Sabbie pulite con intervalli limo-sabbiosi	5.2	1.26E-5	13.5	42.3	43.1	37.5	50.0	52.2	-	-	-	17.3
11.90 Argille e limi prevalenti	1.2	-	6.6	-	-	-	5.4	39.3	64.2	0.4	2.0	16.2
27.82 Limi argillosi	2.4	2.27E-8	10.9	54.5	-	-	15.9	59.9	117.2	0.6	2.6	16.8
29.06 Limi sabbiosi	4.6	1.72E-7	17.5	84.4	28.6	33.6	51.6	89.9	-	-	-	18.0
30.24 Argille prevalenti	2.8	5.63E-9	14.7	-	-	-	22.5	94.7	161.6	0.7	3.2	18.4

Figura 15 – Parametri meccanici prova CPTU2

A seguito dell'analisi delle risultanze geofisiche applicate al sito, ovvero indagine penetrometrica con cono sismico, si afferma che i terreni di fondazione appartengono alla categoria C in quanto il valore di V_{s30} è pari a 183 m/sec.

Sulla base delle indagini geologiche si conclude quanto segue:

- fattibilità del progetto;
- è presente una falda superficiale alla profondità di 1,70 m dal p.c.;
- il terreno appartiene alla categoria di suolo è C.

Inoltre, come indicato dalla relazione geologica e sismica (Dicembre 2013) e sua integrazione (Ottobre 2018), i risultati ottenuti non precludono la fattibilità del manufatto, ma dimostrano la propensione alla liquefazione dell'area alla liquefazione, quindi nella successiva fase esecutiva

si dovrà elaborare ulteriori analisi della RSL e la verifica della liquefacibilità coerentemente con le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti e relative a terreni "S2".

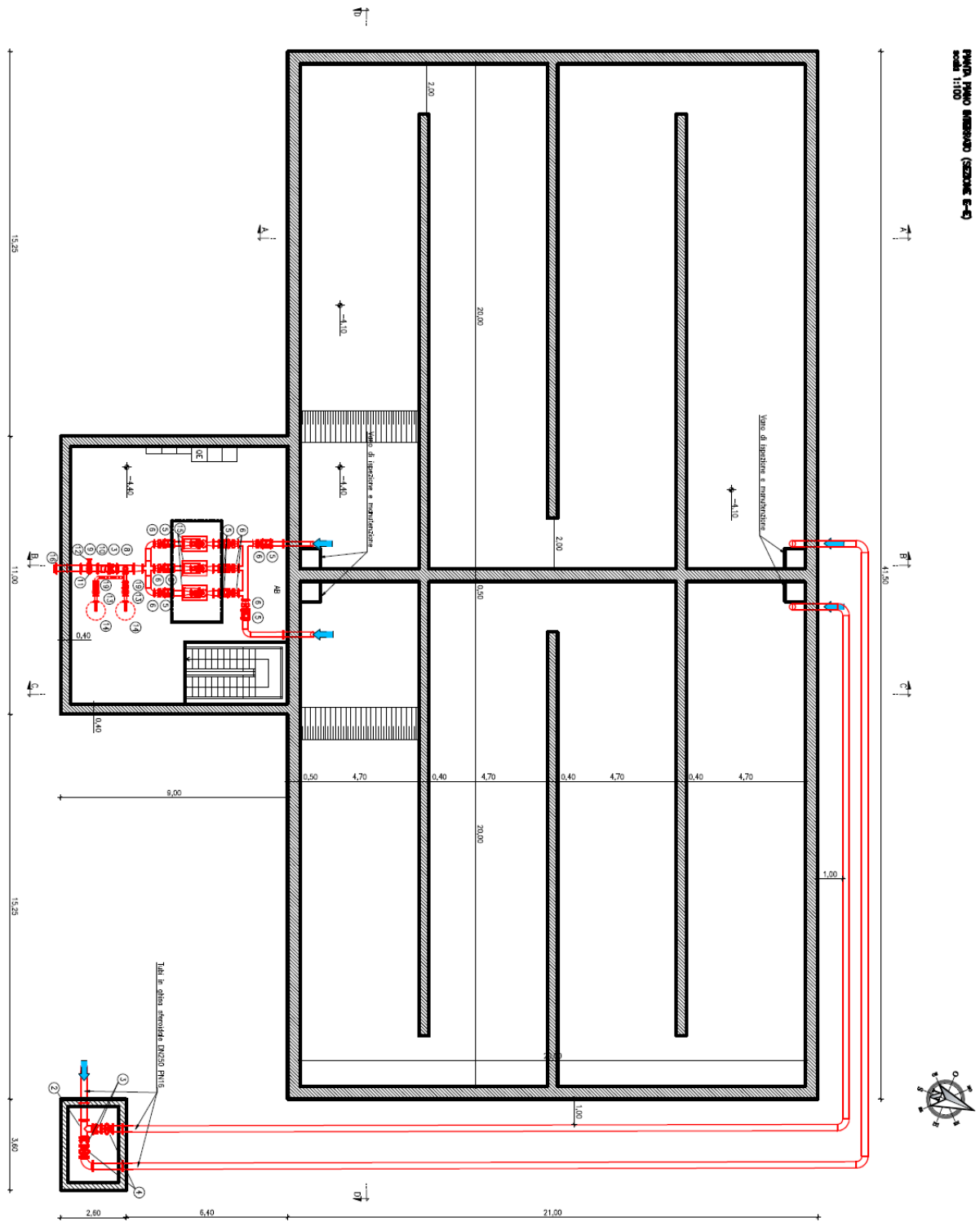
Per maggior dettaglio si rimanda alla relazione geologica e sismica e sua integrazione.

2.3 Descrizione della struttura

(Riferimento al punto (b) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

L'edificio è una struttura di nuova realizzazione formata da una vasca di accumulo suddivisa in numero due compartimenti uguali tra loro e un locale pompe. La superficie planimetrica complessiva è circa pari a 970 m².

- La vasca di accumulo ha una superficie planimetrica di 872. La vasca è interamente interrata a 1 m dal piano campagna, ha dimensioni planimetriche 21,00x41,50 m, è realizzata nella sua totalità in cemento armato ed è costituita da una struttura portante in setti e una soletta piana in copertura. Sul lato Sud della vasca è presente un locale tecnico adibito a locale pompe. La struttura di fondazione è costituita da una platea di spessore 70 cm.
- Il locale pompe è parzialmente interrato ed ha una superficie planimetrica di 98 m². La struttura ha dimensioni in pianta 9,00x11,00 m, è a setti in cemento armato, il solaio intermedio a livello del piano campagna è una soletta in cemento armato piana come la copertura. La struttura di fondazione è costituita da una platea di spessore 70 cm.



Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

2.4 Normativa tecnica, riferimenti tecnici e unità di misura

(Riferimento al punto (c) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

2.4.1 **NORMATIVA TECNICA**

Le opere strutturali sono progettate con riferimento alle seguenti normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086** – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n° 64** – Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale).
- **Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Classificazione sismica dei Comuni italiani: ALLEGATO A all’O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274** (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431** (G.U. 10.05.2005, n.85) – Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- **Quadro normativo della Regione Emilia-Romagna** in materia di norme per la riduzione del rischio sismico e dei relativi procedimenti amministrativi.
- **DGR n. 606 del 21/06/2010** – Orientamenti interpretativi in merito ad interventi locali o riparazione in edifici esistenti (Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico Regione Toscana).

- **Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture:**
 - UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

- UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture in calcestruzzo:
 - UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture in acciaio:
 - UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica:
 - UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- **Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica:
 - UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
 - UNI ENV 1998-4 Parte 4: Silos, serbatoti e tubazioni
 - UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.4.2 RIFERIMENTI TECNICI

- Richard Barés. Calcolo di lastre e piastre;
- Belluzzi. Scienza delle Costruzioni;
- Viggiani. Fondazioni;
- Lancellotta. Geotecnica;
- Lancellotta, Calavera. Fondazioni;
- Lancellotta et al. Progettazione geotecnica.

2.4.3 UNITÀ DI MISURA

Carichi distribuiti di superficie:	[kN/mq]
Carichi distribuiti lineari:	[kN/m]
Carichi concentrati / Forze:	[kN]
Momenti:	[kN m]
Tensioni:	[N/mm ²] = [MPa]
Moduli elastici:	[N/mm ²] = [MPa]



Spostamenti: [mm]

Si assume: 1 kg = 10 N

2.5 Azioni sulla costruzione e parametri sismici

(Riferimento al punto (d) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

2.6 Analisi dei carichi

▪ ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Elevazione di riferimento: Locale pompe – Solaio piano terra

Carichi permanenti strutturali (G_1)

Platea in c.a. (sp. 70 cm) 17,50 kN/m

 $G_1 = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Pavimento 0,50 kN/m²

Massetto 1,00 kN/m²

 $G_2 = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Sovraccarico in superficie (Categoria G) 5,00 kN/m²

 $Q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Aree per immagazzinamento (Categoria E) 3,00 kN/m²

 $Q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

I carichi permanenti non strutturali (G_2) sono considerati “non compiutamente definiti”.

I coefficienti di combinazione per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. 17/01/2018, punto 2.5.2) sono i seguenti:

Categoria G $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$

Categoria E $\psi_0 = 1,0$; $\psi_1 = 0,9$; $\psi_2 = 0,8$

Elevazione di riferimento: Locale pompe – Solaio intermedio

Carichi permanenti strutturali (G_1)

Soletta in c.a. (sp. 30 cm) 7,50 kN/m

 $G_1 = 7,50 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Pavimento 0,50 kN/m²

Massetto 1,00 kN/m²

 $G_2 = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Aree per immagazzinamento (Categoria E) 2,00 kN/m²

 $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

I carichi permanenti non strutturali (G_2) sono considerati “non compiutamente definiti”.

I coefficienti di combinazione per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. 17/01/2018, punto 2.5.2) sono i seguenti:

Categoria E $\psi_0 = 1,0$; $\psi_1 = 0,9$; $\psi_2 = 0,8$

Elevazione di riferimento: Locale pompe – Solaio di copertura

Carichi permanenti strutturali (G_1)

Soletta in c.a. (sp. 30 cm) 7,50 kN/m

 $G_1 = 7,50 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Soletta di pendenza 0,60 kN/m²

 $G_2 = 0,60 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Neve (quota < 1000 mslm)

in proiezione orizzontale 1,40 kN/m²

 $Q_k = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione (Cat. H) 0,50 kN/m²

 $Q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Carroponete (coeff. amplificativo dinamico $\phi = 1,5$ - Categoria E) 3,50 kN

 $Q_k = 3,50 \text{ kN}$

I carichi permanenti non strutturali (G_2) sono considerati “non compiutamente definiti”.

I coefficienti di combinazione per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. 17/01/2018, punto 2.5.2) sono i seguenti:

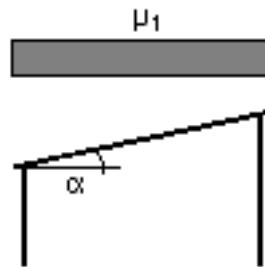
Neve (quota < 1000 mslm)	$\psi_0 = 0,5$;	$\psi_1 = 0,2$;	$\psi_2 = 0,0$
Categoria H	$\psi_0 = 0,0$;	$\psi_1 = 0,0$;	$\psi_2 = 0,0$
Categoria E	$\psi_0 = 1,0$;	$\psi_1 = 0,9$;	$\psi_2 = 0,8$

La costruzione in oggetto è soggetta ai seguenti carichi verticali di natura ambientale: neve.

Si riporta nel seguito il calcolo del carico neve (rif. par. 3.4 D.M. 17/01/2018):

Località:	Porto Corsini
Provincia:	Ravenna
Regione:	Emilia-Romagna
Zona:	I – Mediterranea
Periodo di ritorno:	$T_R = 50$ anni
Altitudine s.l.m. del sito:	$a_s = 3$ m
Carico neve al suolo:	$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s / 602)^2] = 1,50 \text{ kN/m}^2$ ($a_s < 200$ m)

Copertura ad una falda



Angolo di inclinazione falda: $\alpha = 0^\circ$

Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,8$

Classe di esposizione: Normale

Coefficiente di esposizione: $C_E = 1,0$

Coefficiente termico: $C_t = 1,0$

Carico neve: $q_s = q_{sk} \mu_1 C_E C_t = 1,50 \cdot 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,20 \text{ kN/m}^2$.

Elevazione di riferimento: Locale vasca – Solaio piano terra

Carichi permanenti strutturali (G_1)

Platea in c.a. (sp. 70 cm) 17,50 kN/m

 $G_1 = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

- 0,00 kN/m²

 $G_2 = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Acqua ($10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,40 \text{ m}$) 24,00 kN/m²

 $Q_k = 24,00 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Sovraccarico in superficie (Categoria G) 5,00 kN/m²

 $Q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

I coefficienti di combinazione per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. 17/01/2018, punto 2.5.2) sono i seguenti:

Acqua $\psi_0 = 1,0$; $\psi_1 = 0,9$; $\psi_2 = 1,0$

Categoria G $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$

Elevazione di riferimento: Locale pompe – Solaio di copertura

Carichi permanenti strutturali (G_1)

Soletta in c.a. (sp. 50 cm) 12,50 kN/m

 $G_1 = 12,50 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

- 0,00 kN/m

 $G_1 = 0,00 \text{ kN/m}^3$

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

- 0,00 kN/m²

 $Q_k = 0,00 \text{ kN/m}^2$

▪ ANALISI DEI CARICHI ORIZZONTALI

Le azioni orizzontali agenti sulle pareti dovute alla spinta delle terre sono calcolate in campo statico mediante la teoria di Rankine (1857) e in campo sismico mediante la teoria di Wood.

Assumendo i parametri sismici riportati di seguito e poiché siamo in presenza di falda, la spinta sismica su pareti rigide non in grado di ruotare è determinata mediante un'estensione del metodo di Wood (Becci, 2007), distinguendo tra terreno impermeabile e terreno permeabile.

Spinta nel caso di terreno impermeabile:

$$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_e H^2$$

$$\gamma_e = (\gamma_d H_d + \gamma_w H_w) / H$$

Spinta nel caso di terreno permeabile:

$$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_d H^2$$

a cui va aggiunto il contributo della spinta idrodinamica:

$$E_{wd} = \pm 7/12 k_h \gamma_w H_w^2$$

In quest'ultimo caso, qualora la somma delle spinte $\Delta P_d + E_{wd}$ risulti inferiore a quella ottenibile in condizioni impermeabili, allora è bene estendere la formulazione in condizioni impermeabili alla situazione di terreno permeabile.

Nell'immagine seguente è riportato uno schema esemplificativo dell'estensione del Metodo di Wood ("Il progetto delle costruzioni geotecniche alla luce della nuova normativa tecnica", A. Cocco)

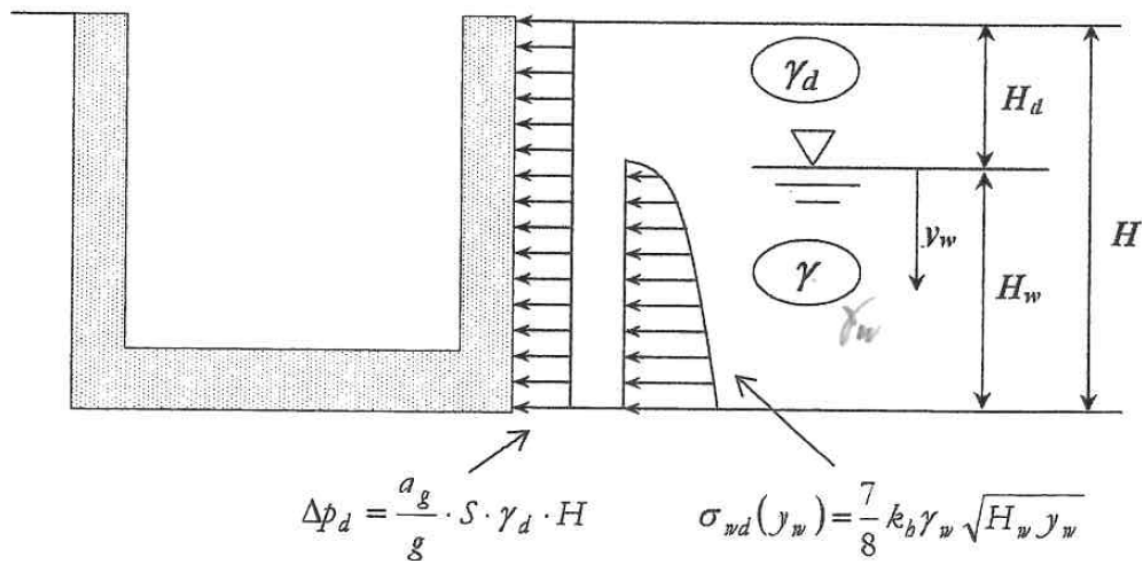


Figura 17 – Carico sismico su struttura rigida - Estensione del metodo di Wood

I coefficienti di spinta a riposo K_0 , attivo K_A e passivo K_P sono determinati mediante le seguenti relazioni:

$$K_0(NC) \cong 1 - \sin \varphi'$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) = \frac{1}{K_A}$$

Nelle tabelle successive è riportato il calcolo delle spinte e delle pressioni applicate alle pareti della struttura agli SLU e SLV.

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 par. 2.5 e 2.6 si riportano nel seguito le combinazioni delle azioni previste e i relativi coefficienti parziali di sicurezza.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q_i}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

dove:

- G_1 carichi permanenti strutturali
- G_2 carichi permanenti non strutturali
- Q_{k1} carico variabile dominante
- Q_{kj} carichi variabili non dominanti
- A_d azione eccezionale
- P azione della precompressione
- γ_{G1} coefficiente parziale sui carichi permanenti strutturali
- γ_{G2} coefficiente parziale sui carichi permanenti non strutturali
- γ_{Qj} coefficiente parziale sui carichi variabili
- $\psi_0 \psi_1 \psi_2$ coefficienti di combinazione

Per il presente progetto si sono adottate le seguenti combinazioni di carico:

<p><u>Combinazione fondamentale:</u></p> <p>per le verifiche di resistenza allo SLU in campo statico</p> $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione caratteristica (rara):</u></p> <p>per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) irreversibili in campo statico (deformabilità)</p> $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_j \psi_{0j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione frequente:</u></p> <p>per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) reversibili in campo statico</p> $G_1 + G_2 + \psi_{1j} Q_{k1} + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione quasi permanente:</u></p> <p>per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per gli effetti a lungo termine in campo statico</p> $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione sismica:</u></p> <p>per le verifiche agli SLU e SLE in campo sismico</p> $E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione eccezionale:</u></p> <p>per le verifiche agli SLU connesse alle azioni eccezionali</p> $G_1 + G_2 + A_d + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	
<p><u>Carichi gravitazionali utilizzati in combinazione sismica:</u></p> <p>per il calcolo delle masse in combinazione sismica</p> $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X

▪ AZIONE SISMICA

Il Comune sul cui territorio viene realizzato l'intervento di progetto è classificato zona sismica ai sensi dell'Allegato A alla O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274.

In particolare, in accordo con la Committenza, i parametri assunti per progettazione sismica delle strutture secondo il D.M. 17/01/2018 sono i seguenti:

- Località:	Porto Corsini, Ravenna, Italy
- Latitudine (WGS84):	44.49543865 N
- Longitudine (WGS84):	12.28259468 E
- Zona sismica (rif. O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, All. A):	2
- Vita nominale V_N (rif. D.M. 17/01/18, punto 2.4.1):	50 anni
- Classe d'uso C_U (rif. D.M. 17/01/18, punto 2.4.3):	IV
- Categoria di sottosuolo (rif. D.M. 17/01/18, punto 3.2.2, Tab.3.2.II):	C
- Categoria topografica (rif. D.M. 17/01/18, punto 3.2.2, Tab.3.2.III):	T1

Ai sensi dell'ALLEGATO A alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento sarà dedotta dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it>.

Di seguito sono riportati i riferimenti normativi delle NTC2018 relativi ai parametri sismici sopra indicati.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

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

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

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

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

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

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

Per la definizione dello spettro di riferimento elastico in termini di pseudo-accelerazione, calcolato in riferimento alle coordinate del sito in oggetto, si utilizza il sito www.acca.it

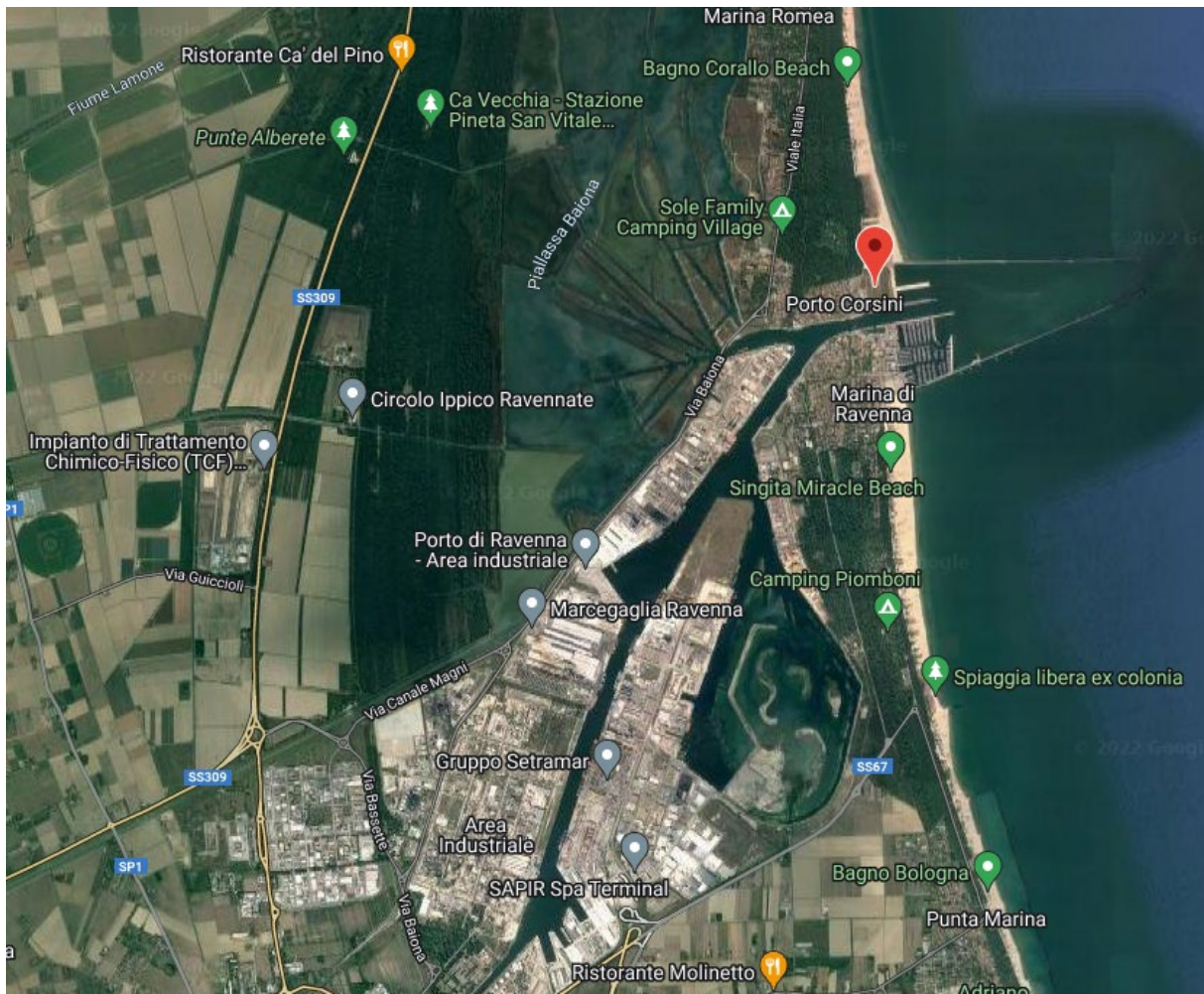


Figura 18 – Individuazione del sito – Vasca di contatto e Locale pompe

Per la struttura in esame, si riportano di seguito i parametri sismici assunti per il progetto e le verifiche di sicurezza:

- Fattore di comportamento: **q = 1,0**
- Fattore di comportamento per sisma verticale: **q = 1,5**
- Comportamento strutturale: **Non Dissipativo**
- Classe di duttilità: **-**
- Classe d'uso: **CLASSE IV**
- Coefficiente d'uso: **C_U = 2,0**
- Periodo di riferimento $V_R = V_N C_U$: **V_R = 100 anni**

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
44.49543865	12.28259468			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
44.497185	12.283403			
Altitudine (mt)	3			
Classe dell'edificio	IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche i			
Vita Nominale Struttura	50			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	100			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T _r [anni]	a _g /g [-]	F _o [-]	T* _c [s]
Operatività	60	0.054	2.493	0.284
Danno	101	0.069	2.488	0.290
Salvaguardia Vita	949	0.179	2.587	0.283
Prevenzione Collasso	1950	0.235	2.549	0.288

Con il seguente significato dei simboli:

T_r è il tempo di ritorno dell'azione sismica;

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- g è l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2 ;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C è il valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Di seguito sono riportate le relazioni che definiscono lo Spettro di risposta elastico in accelerazione:

- Spettro elastico per le componenti orizzontali (par. 3.2.3.2.1 delle NTC2018):

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

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

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

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV - NTC2018);
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V - NTC2018);

- η è il fattore che altera lo Spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale. $F_o \geq 2.2$;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

- Spettro elastico per la componente verticale (par. 3.2.3.2.2 delle NTC2018):

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

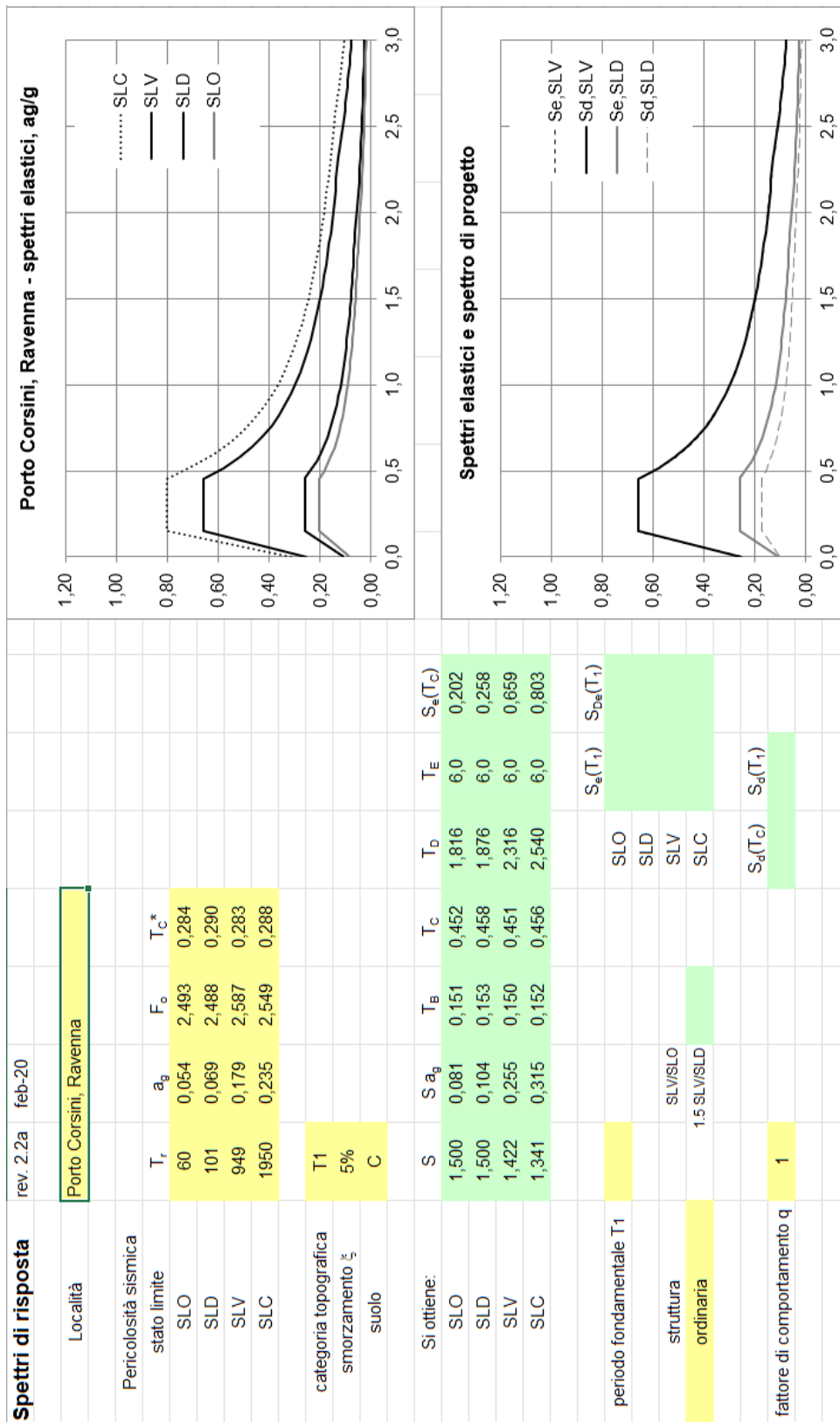
$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione in direzione verticale;
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno " a_g " su sito di riferimento rigido orizzontale.



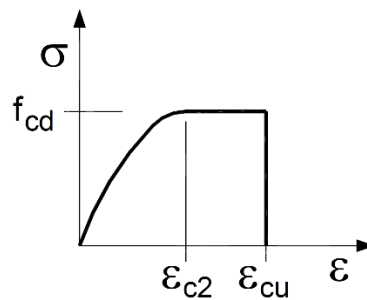
2.7 Materiali

(Riferimento al punto (e) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

Per la struttura adibita a vasca di accumulo e locale pompe si utilizzando le seguenti classi di calcestruzzo e acciaio:

Calcestruzzo per strutture di fondazione e di elevazione:	C32/40
Acciaio per c.a.:	B450C
Acciaio da carpenteria:	S275JR
Acciaio per botole:	AISI316L

▪ Calcestruzzo



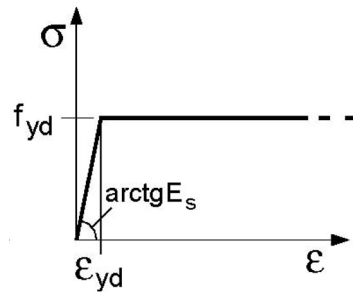
Classe:	C32/40
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$
Fattore riduttivo per resistenza di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40,0 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione semplice frattile 5%	$f_{ctk,5\%} = 0,7 f_{ctm} = 2,11 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione semplice frattile 95%	$f_{ctk,95\%} = 1,3 f_{ctm} = 3,93 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,62 \text{ MPa}$
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3} = 33346 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu = 0,0$
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu = 0,2$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Peso specifico calcestruzzo	$\rho = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico cemento armato	$\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$
Classe di esposizione ambientale	XC2 + XS1
Copriferro minimo	50 mm

▪ **Acciaio da cemento armato**

Tipo	B 450 C
Resistenza caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

▪ **Acciaio per carpenteria**



Tipo	S275JR
Resistenza caratteristica	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_{m0} = 1,05$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0} = 262 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E/[2(1+ \nu)] = 80770 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

2.8 Criteri di progettazione e modellazione

2.8.1 CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DELLE STRUTTURE

(Riferimento al punto (i) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

I criteri di calcolo e verifica sono quelli classici della *Scienza delle Costruzioni* e della *Tecnica delle Costruzioni*.

Il metodo di valutazione della sicurezza adottato è quello *semiprobabilistico agli Stati Limite* basato sull'impiego dei coefficienti parziali (metodo di primo livello), ai sensi delle NTC2018.

La sicurezza strutturale è stata valutata nei confronti degli *Stati Limite Ultimi* (SLU) e degli *Stati Limite di Esercizio* (SLE). Per quanto riguarda le verifiche agli SLU si è confrontata la capacità di progetto “ R_d ” della struttura in termini di resistenza (funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali e dei valori nominali delle grandezze geometriche che la compongono), con il corrispondente valore di progetto della domanda “ E_d ” (funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura stessa). La verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi risulta soddisfatta se $R_d \geq E_d$ (ovvero se $E_d / R_d \leq 1$).

La verifica agli SLU e SLV è stata condotta applicando alle pareti carichi distribuiti sotto forma di pressioni. Sulla base delle analisi svolte, le sollecitazioni di progetto sono ovunque inferiori alle resistenze di progetto, pertanto, tutte le verifiche di sicurezza agli SLU e SLV risultano soddisfatte.

Per maggiori dettagli si rimanda ai paragrafi successivi della relazione e ai tabulati di calcolo allegati.

2.8.2 MODELLAZIONE GLOBALE E ANALISI AD ELEMENTI FINITI

(Riferimento al punto (f) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

La modellazione globale della struttura per la determinazione dello stato di sollecitazione e per le verifiche degli elementi strutturali in esame, si è realizzata utilizzando un programma di calcolo agli elementi finiti. Tale metodo consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto utilizzando elementi finiti monodimensionali (asta) e bidimensionali. In genere gli schemi statici e i modelli di calcolo adottati sono rappresentativi del comportamento delle strutture o di situazioni limite conservative rispetto a tale comportamento.

Le travi sono schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma appropriate. Tale modello finito fornisce la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore discretizzazione degli elementi strutturali.

Gli elementi strutturali bidimensionali (pareti, solette e platee) sono schematizzati con elementi tipo shell. Tale elemento finito di tipo isoparametrico è modellato con funzioni di forma appropriate che forniscono una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. La precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e dalla densità della mesh, che è stata pertanto scelta in relazione alla natura del problema esaminato.

Il calcolo strutturale e le verifiche sono stati eseguiti mediante il programma *ModeSt*, usando come solutore il programma *Xfinest*.

I dati introdotti per la modellazione della struttura sono riportati nel tabulato di calcolo allegato, in conformità con quanto riportato nei paragrafi precedenti della presente relazione.

Sulla base delle analisi svolte, le verifiche prescritte dalle vigenti norme tecniche risultano soddisfatte.

2.8.3 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

La modellazione della struttura, la rielaborazione dei risultati del calcolo e le verifiche degli elementi strutturali sono effettuati con il software di pre-post processore grafico interattivo *ModeSt* versione 8.27, licenza codice n. 7347, produttore *Tecnisoft s.a.s.*, Prato.

La struttura è calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti (FEM), integrato e collegato direttamente con il pre-post processore grafico *Xfinest* versione 9.4.5 distribuito da *Harpaceas s.r.l.*

L'affidabilità di tutti i codici di calcolo automatico agli elementi finiti utilizzati per le analisi strutturali e le relative verifiche è stata controllata e accertata dallo scrivente progettista delle opere strutturali, sulla base di un utilizzo critico e consapevole delle procedure di calcolo (confronto con altri metodi e procedure di calcolo, rapporti diretti con la software house per chiarimenti e approfondimenti, utilizzo dei manuali messi a disposizione dalla software house ecc.).

L'attendibilità dei risultati ottenuti con i modelli di calcolo ad elementi finiti predisposti per la progettazione e verifica delle strutture in esame è stata controllata e accertata dallo scrivente progettista delle opere strutturali, sulla base di controlli dei risultati salienti con metodi alternativi e semplificati (controlli sulle risultanti delle azioni applicate, comparazioni tra i risultati delle

analisi e quelli di calcoli semplificati dello stato di sollecitazione dei principali elementi strutturali, controlli delle verifiche di resistenza e stabilità dei principali elementi strutturali, ecc.).

Per i suddetti controlli sono stati utilizzati sia calcoli manuali semplificati sia fogli elettronici di calcolo predisposti dallo scrivente progettista.

2.8.4 VALIDAZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO STRUTTURALE

Il programma di calcolo utilizzato per i calcoli strutturali è Modest di cui si allega la dichiarazione di affidabilità.

Tecnisoft s.a.s. di Papi Paolo Luca & C.
Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574 583421 - Fax 0574 592705
C.F. e P.IVA 01555190972
R.E.A. C.C.I.A.A. Prato n. 421503

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ DEL PROGRAMMA MODESt

Facendo seguito a quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la società Tecnisoft s.a.s. produttrice e distributrice del programma ModeSt, dichiara quanto segue.

Il programma ModeSt è un pre-post processore per solutori ad elementi finiti prodotti da altre società ed alle quali si rimanda per i relativi test di affidabilità. Si segnala comunque che i solutori supportati sono di riconosciuta fama nazionale e internazionale e di comprovata affidabilità (Xfinest, SAP2000) e che vengono distribuiti con i relativi test di validazione.

ModeSt contiene comunque al suo interno procedure che l'utente può attivare per il controllo di congruenza sui dati introdotti, procedure che riconoscono in automatico la presenza dei più tipici errori di modellazione.

Al termine del calcolo sono interrogabili sia numericamente che graficamente tutti i risultati, per consentire la valutazione della bontà della modellazione effettuata.

Le procedure di progettazione delle armature degli elementi in c.a. o di verifica degli elementi in acciaio, legno o muratura segnalano sempre le situazioni in cui non sono soddisfatte le condizioni di verifica previste dalla normativa ed implementate nel software. Anche in questo caso si possono effettuare controlli grafici e numerici su stati tensionali, domini di rottura, ecc.

Le procedure di progetto e verifica sono state testate con numerosi esempi reperiti in letteratura o risolti manualmente. Tali esempi sono riportati all'interno di un manuale fornito insieme al programma.

Prato, 30 maggio 2011

Tecnisoft s.a.s.
Socio Accomandatario



2.8.5 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi della struttura soggetta ad azione sismica è valutata mediante Analisi statica con applicazione alle pareti di carichi distribuiti sotto forma di pressioni.

La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica è calcolata combinando il 100% dell'azione sismica in una direzione con il 30% del sisma nelle altre due direzioni ortogonali. In accordo con l'espressione al par. 7.3.5 delle NTC2018 e applicando una opportuna permutazione circolare dei coefficienti moltiplicativi, si ottiene:

$$\pm 1,00 E_x \pm 0,30 E_y \pm 0,30 E_z$$

$$\pm 0,30 E_x \pm 1,00 E_y \pm 0,30 E_z$$

$$\pm 0,30 E_x \pm 0,30 E_y \pm 1,00 E_z$$

dove:

E_x e E_y sono le componenti orizzontali dell'azione sismica lungo due direzioni ortogonali "x" e "y"; E_z è la componente verticale dell'azione sismica (direzione "z") da considerare nei casi riportati al par. 7.2.2. delle NTC2018. Per la struttura in oggetto non è stata considerata la componente verticale in quanto non sussistono le condizioni previste dalle NTC2018.

La struttura risulta non regolare in pianta e non regolare in altezza in quanto non sono rispettati alcuni dei requisiti riportati al par. 7.2.1 delle NTC2018.

Per maggiori dettagli si rimanda al tabulato di calcolo in allegato nel quale sono riportati:

- il tipo di analisi strutturale condotta;
- il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni;
- i casi di carico definiti e le combinazioni di carico adottate.

2.8.6 EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

(Riferimento al punto (h) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

Verifica non significativa.

2.9 Verifiche strutturali

(Riferimento al punto (j) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

Sulla base delle analisi svolte, le sollecitazioni di progetto sono ovunque inferiori alle resistenze di progetto, pertanto, tutte le verifiche di sicurezza agli SLU e SLV risultano soddisfatte.

Per maggiori dettagli si rimanda ai paragrafi successivi della relazione e ai tabulati di calcolo allegati.

2.9.1 VERIFICHE STRUTTURALI IN CAMPO STATICO

2.9.1.1 Modello globale FEM

Nelle figure seguenti sono riportate le viste del modello ad elementi finiti. Le travi sono state modellate con elementi asta, le pareti, la platea e le solette sono state modellate con elementi bidimensionali opportunamente discretizzati. Gli impalcati presenti nella struttura sono stati classificati come non rigidi.

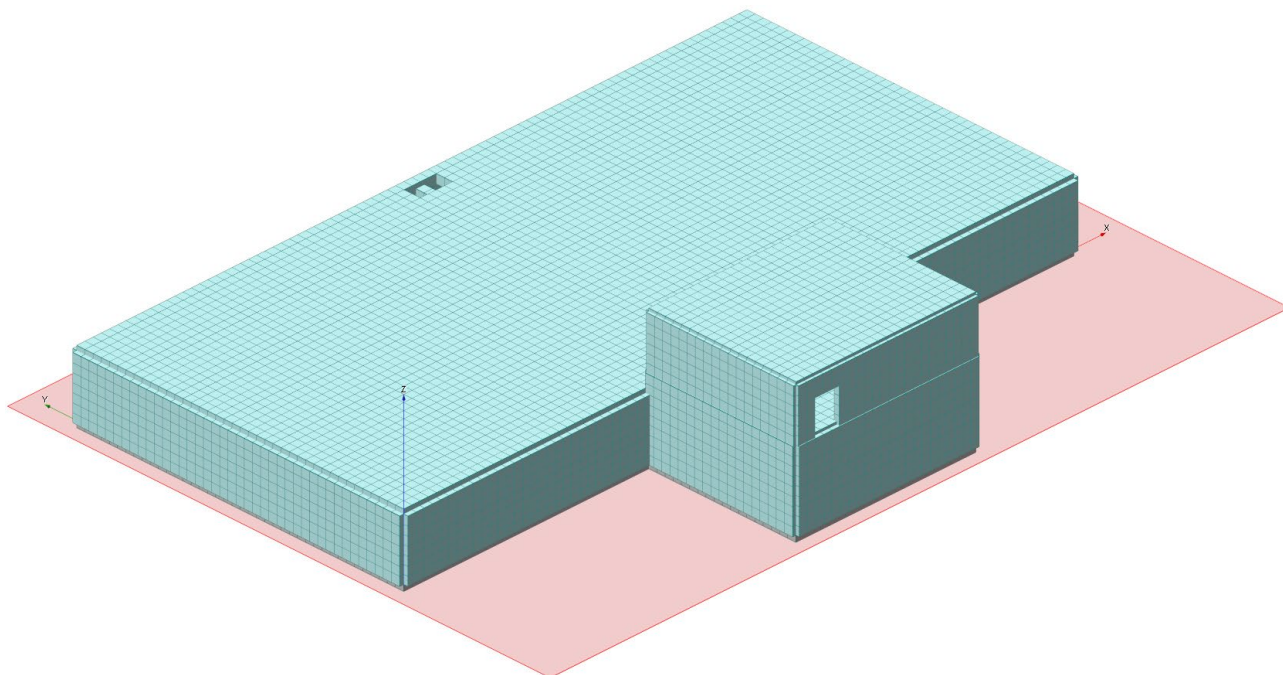


Figura 19 – Modello FEM tridimensionale

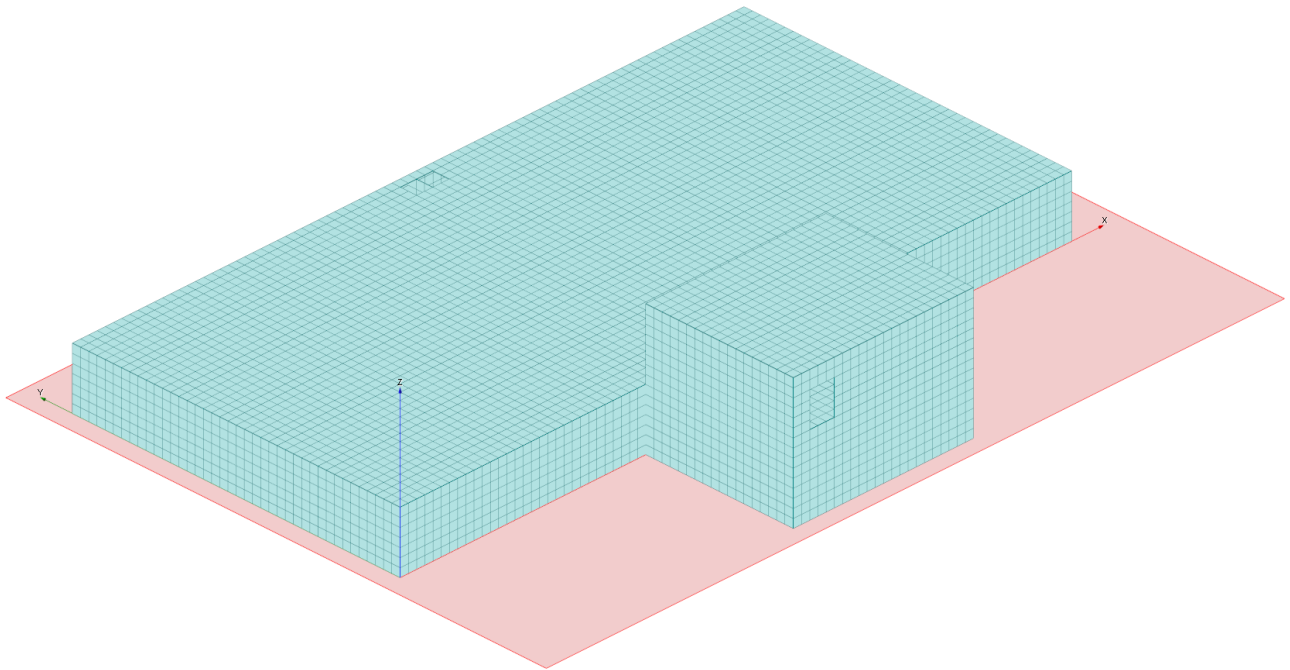


Figura 20 – Modello FEM unifilare

Per maggiori dettagli relativi alla geometria degli elementi strutturali e alle proprietà meccaniche dei materiali si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato di calcolo allegato.

La platea è stata modellata come fondazione su suolo elastico alla Winkler.

Per quanto riguarda la modellazione delle azioni, nelle figure seguenti sono riportate le azioni applicate alla struttura.

In particolare, le forze verticali associate al peso proprio degli elementi strutturali sono computate automaticamente dal programma di calcolo. La spinta idrostatica dell'acqua contenuta nel locale vasca è stata assegnata con un'altezza del pelo libero di 2,4 m, rappresentativa della condizione di esercizio dei serbatoi. La spinta idrostatica è stata pertanto attribuita come pressione costante agli elementi bidimensionali che schematizzano la platea e come pressione verso l'esterno variabile linearmente per gli elementi bidimensionali che schematizzano le pareti dei serbatoi.

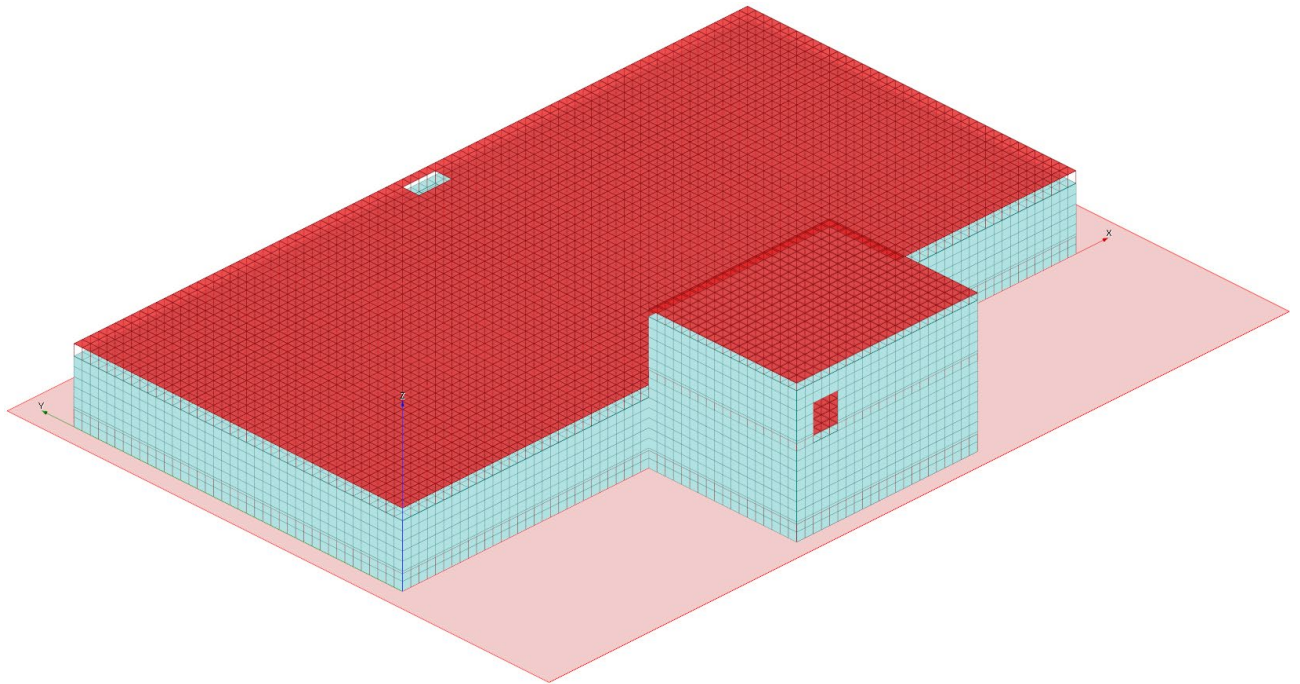


Figura 21 – Peso proprio strutturale (G1)

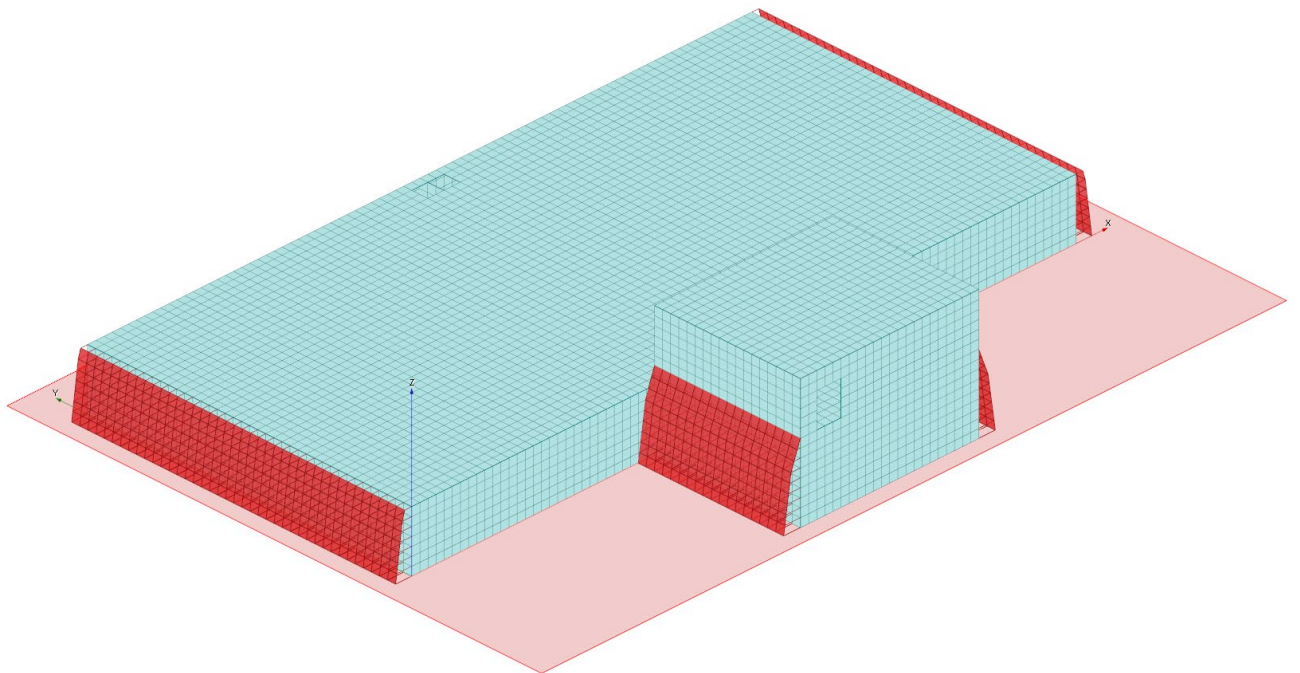


Figura 22 – Terreno - Direzione X (G1)

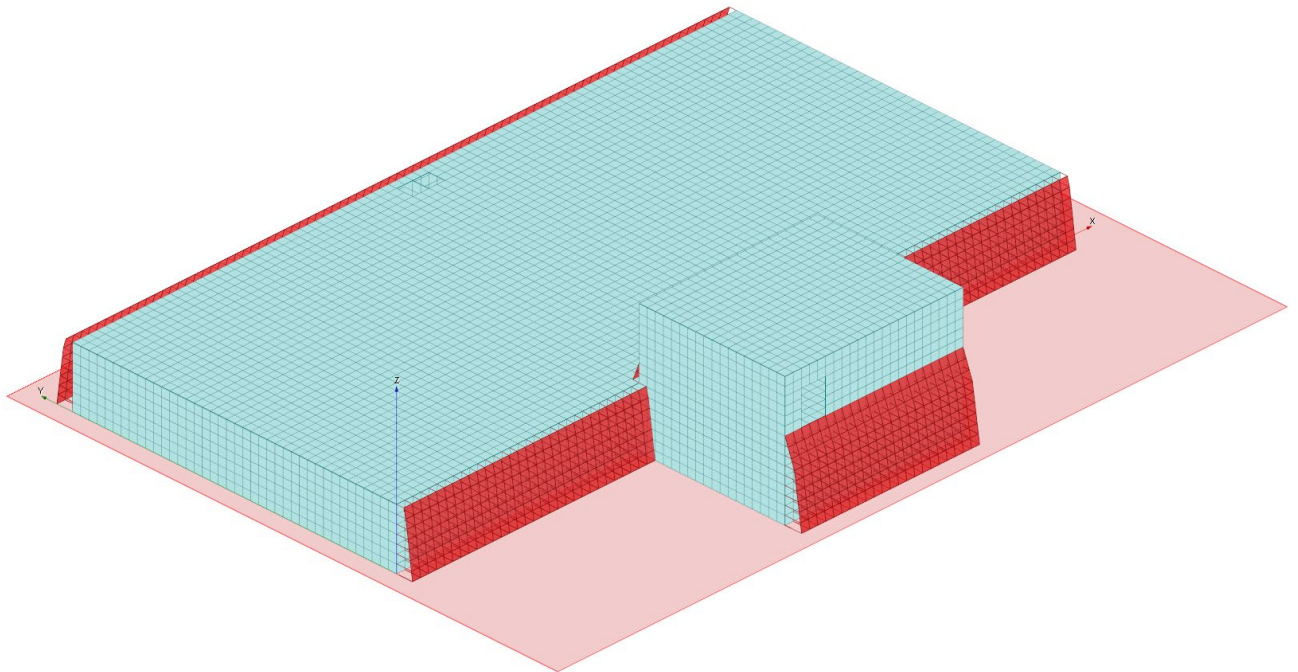


Figura 23 – Terreno - Direzione Y (G1)

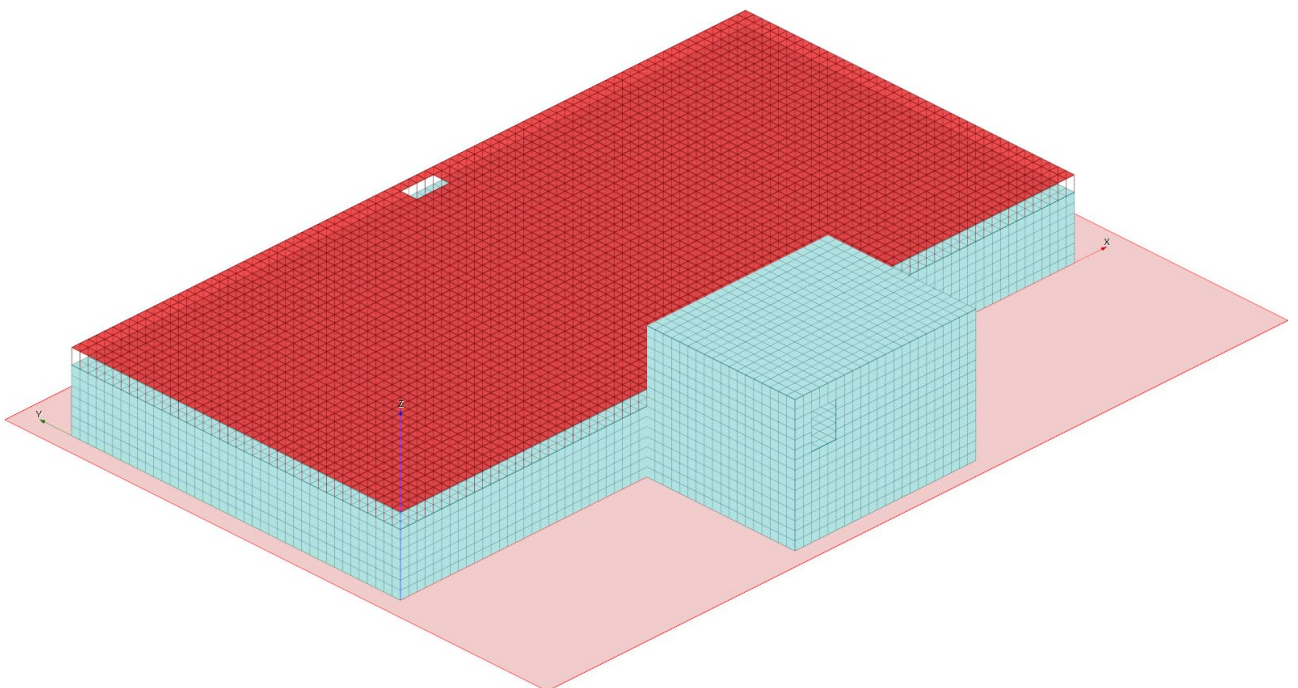


Figura 24 – Terreno - Direzione Z (G1)

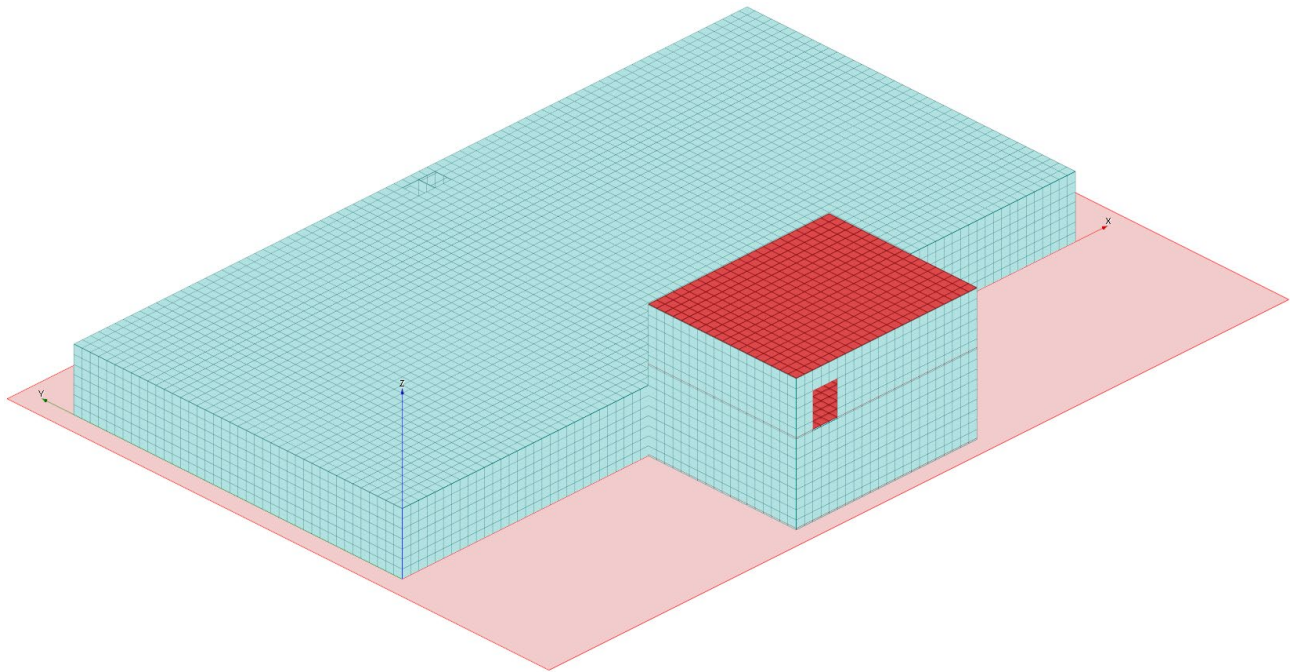


Figura 25 – Peso proprio non strutturale (G2)

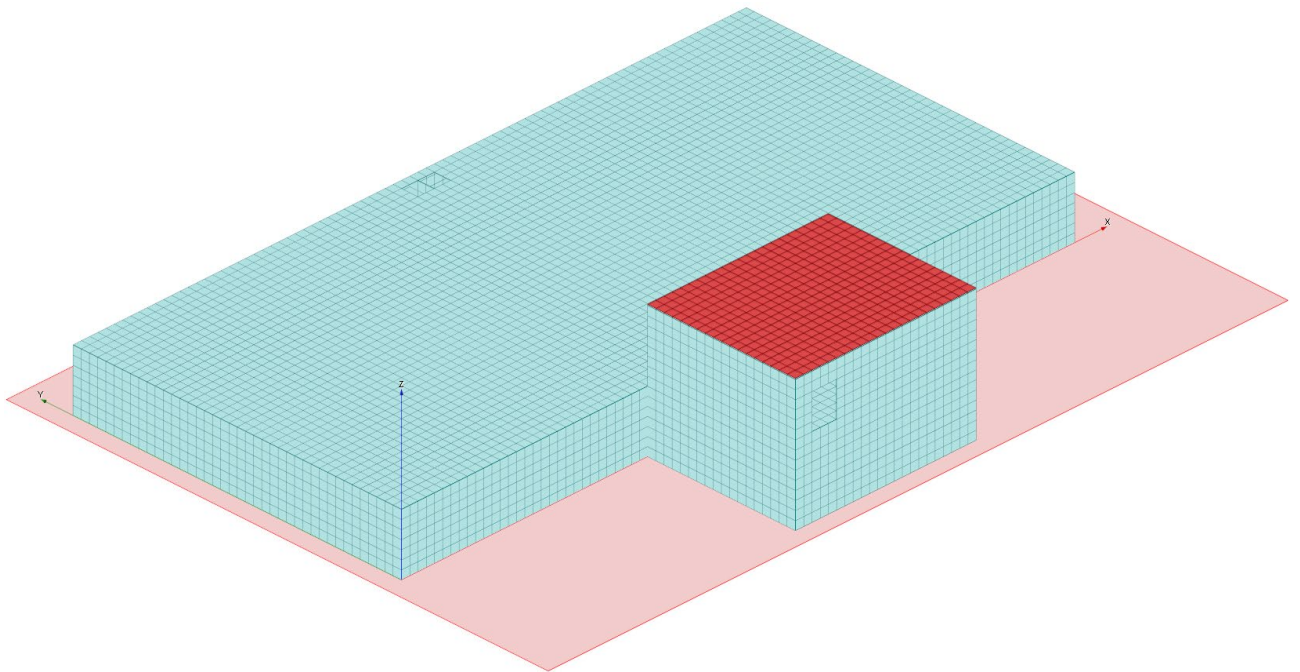


Figura 26 – Carico variabile neve (Qk)

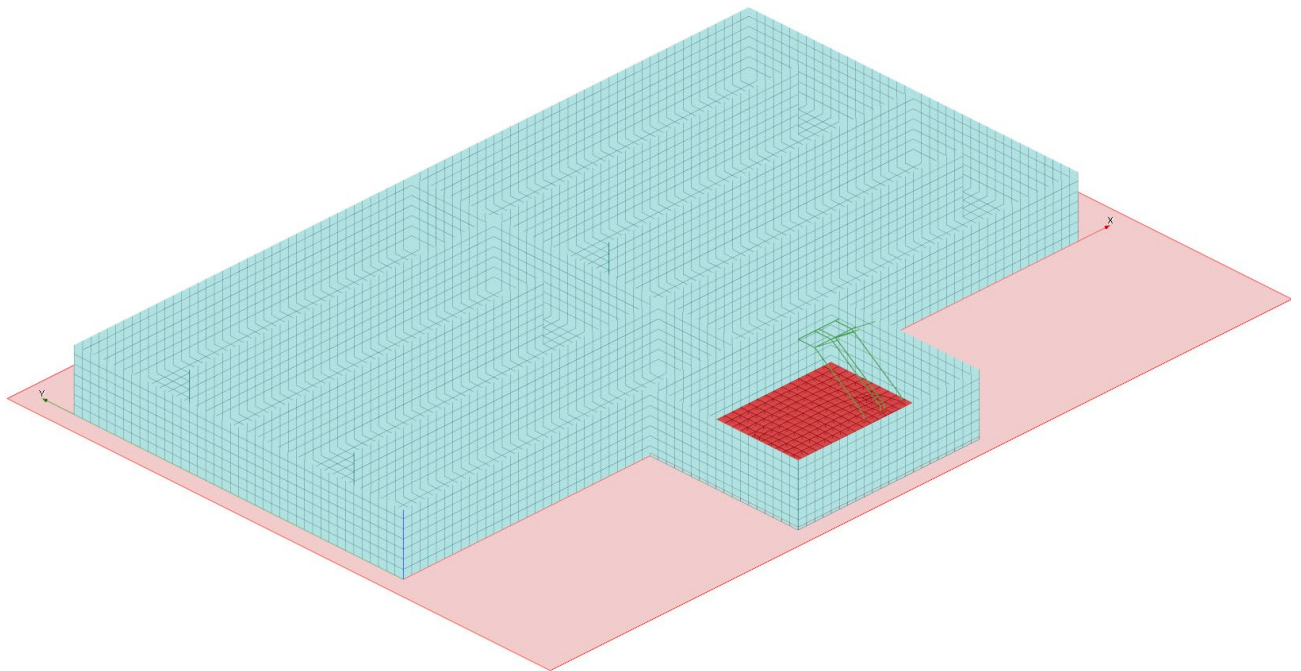


Figura 27 – Carico variabile platea-soletta (Q_k)

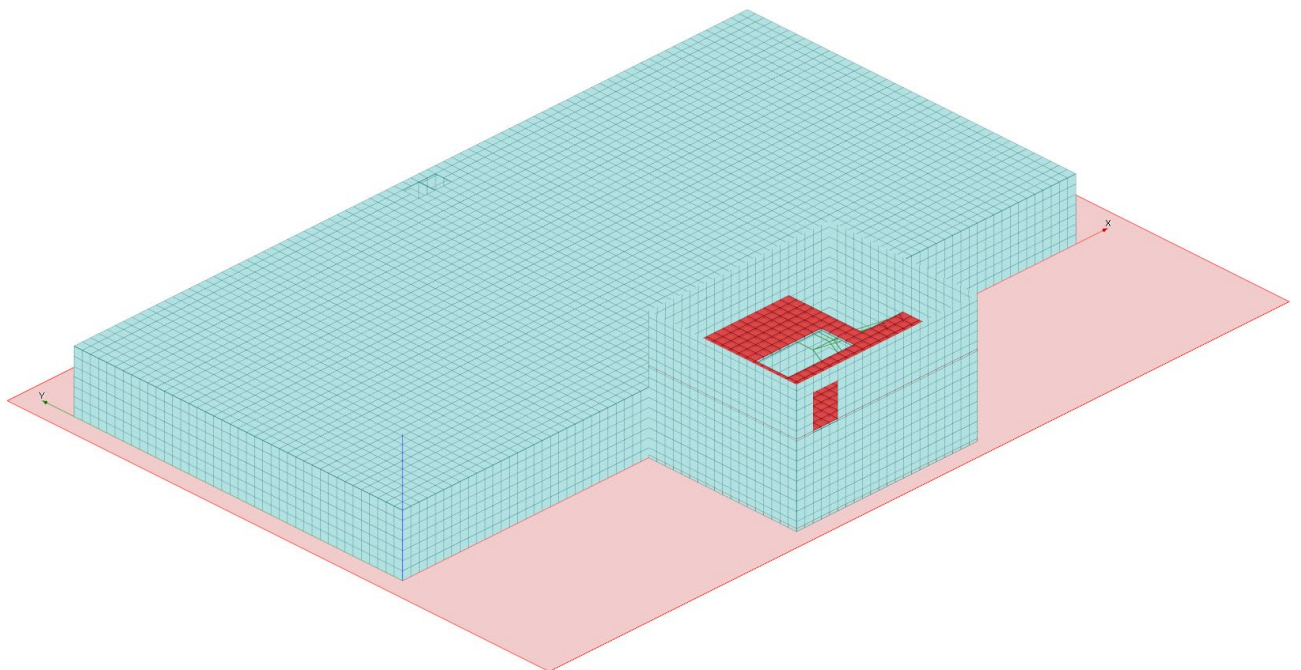


Figura 28 – Carico variabile soletta intermedia (Q_k)

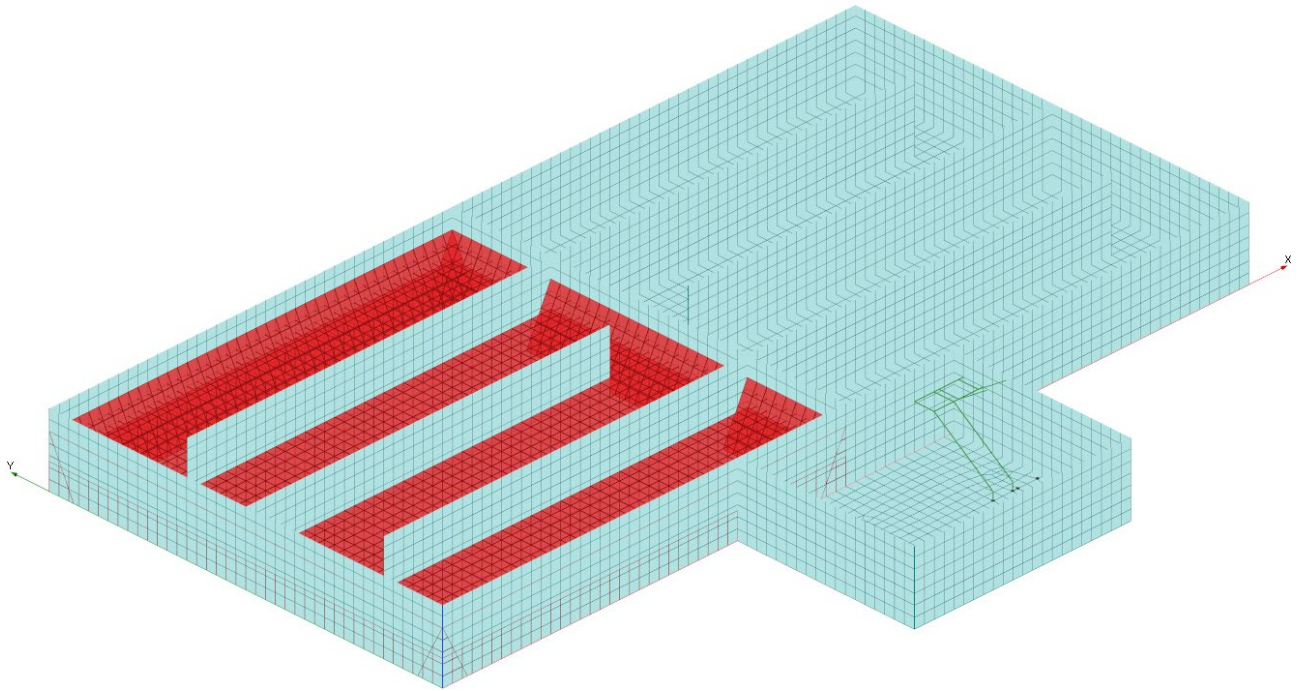


Figura 29 – Carico variabile acqua vasca 1 (Q_k)

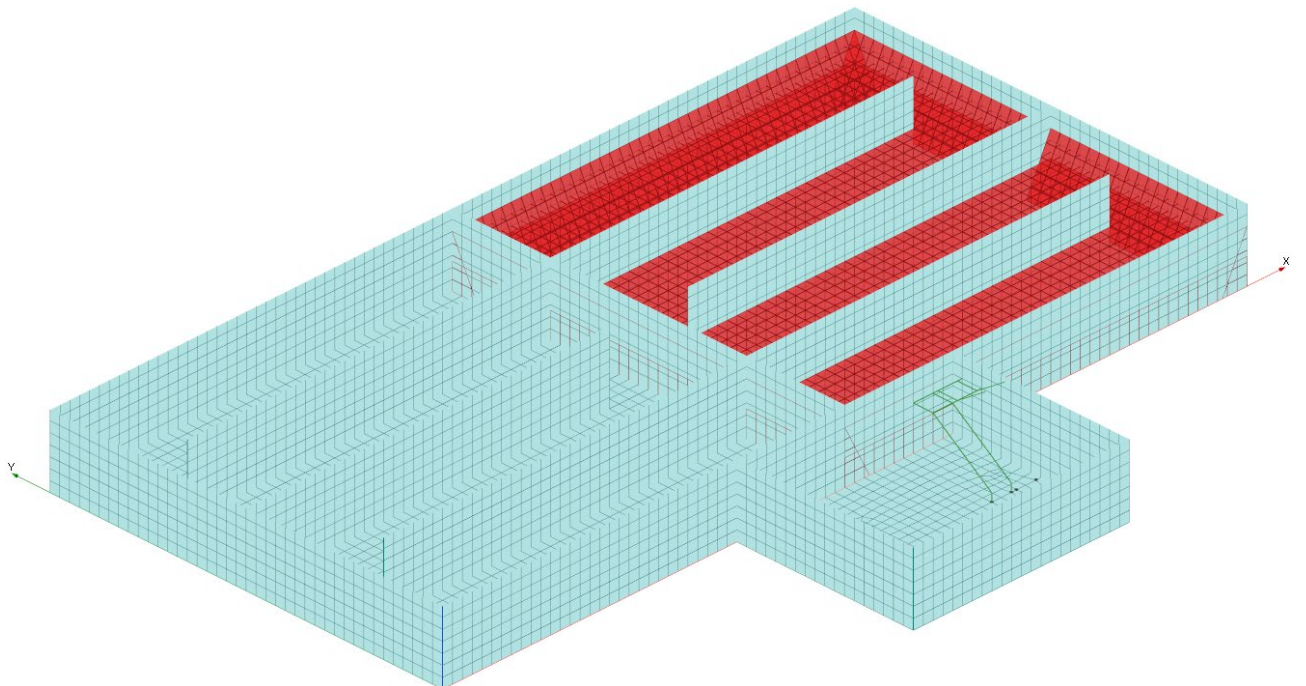


Figura 30 – Carico variabile acqua vasca 2 (Q_k)

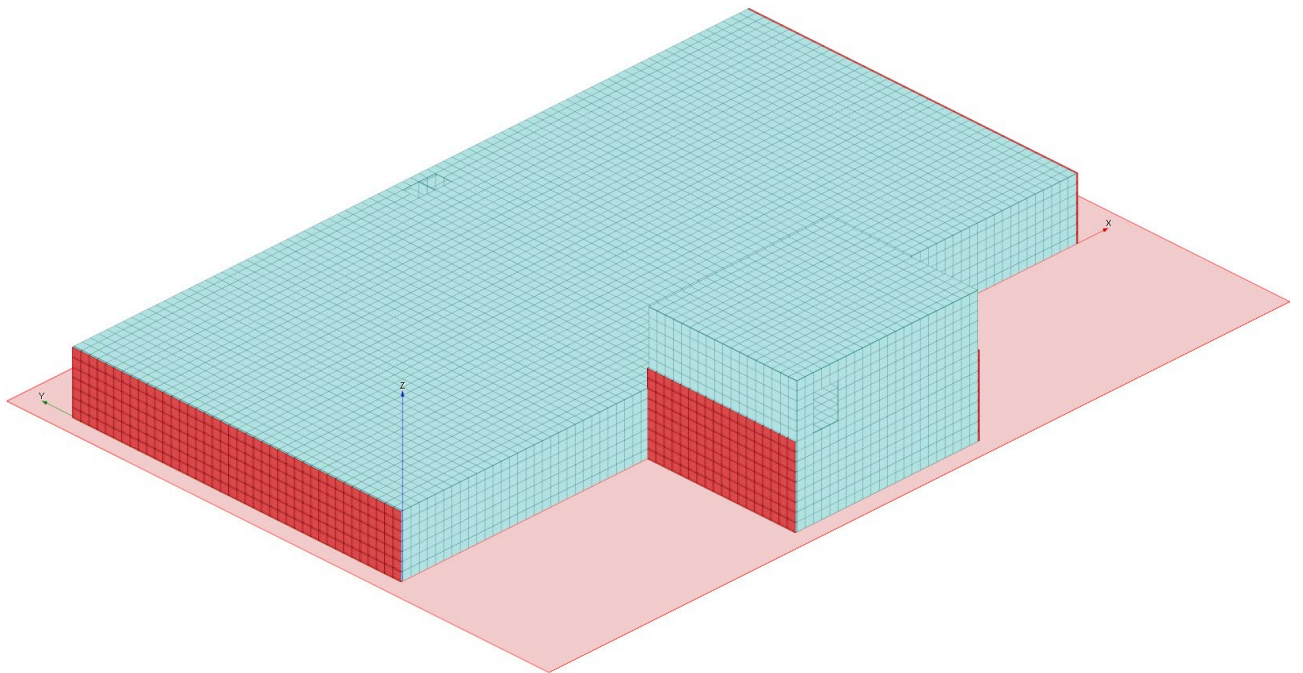


Figura 31 – Carico variabile sovraccarico – Direzione X (Q_k)

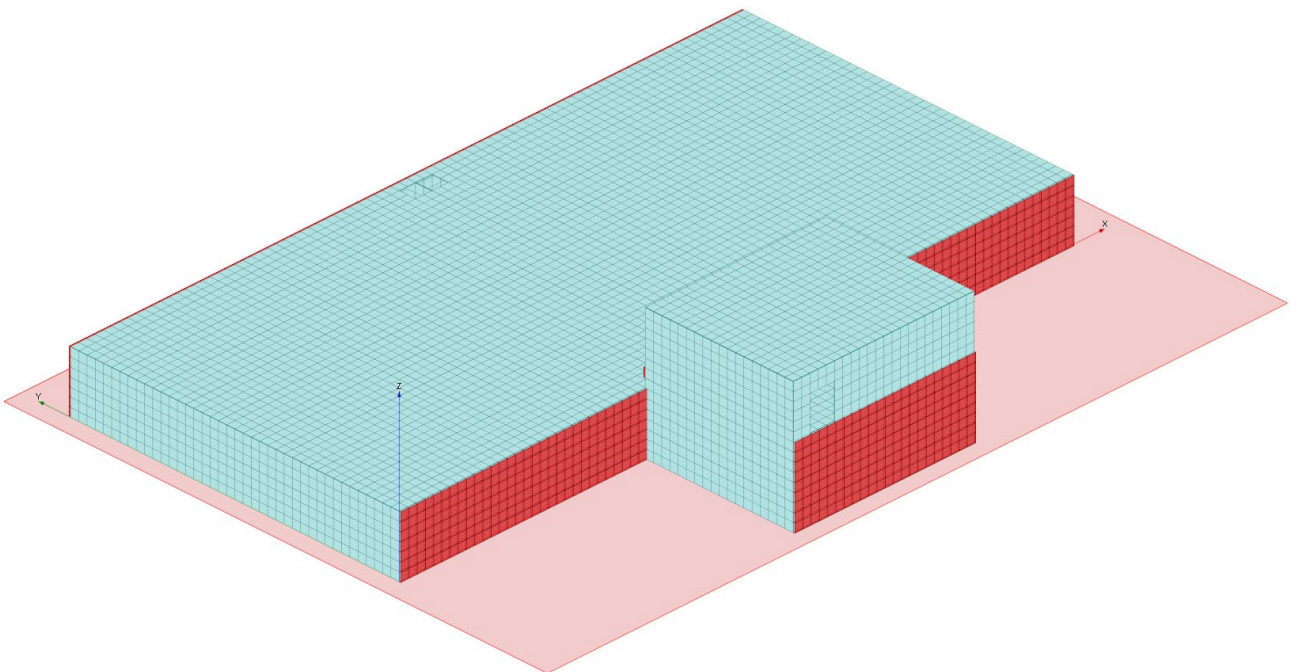


Figura 32 – Carico variabile sovraccarico – Direzione Y (Q_k)

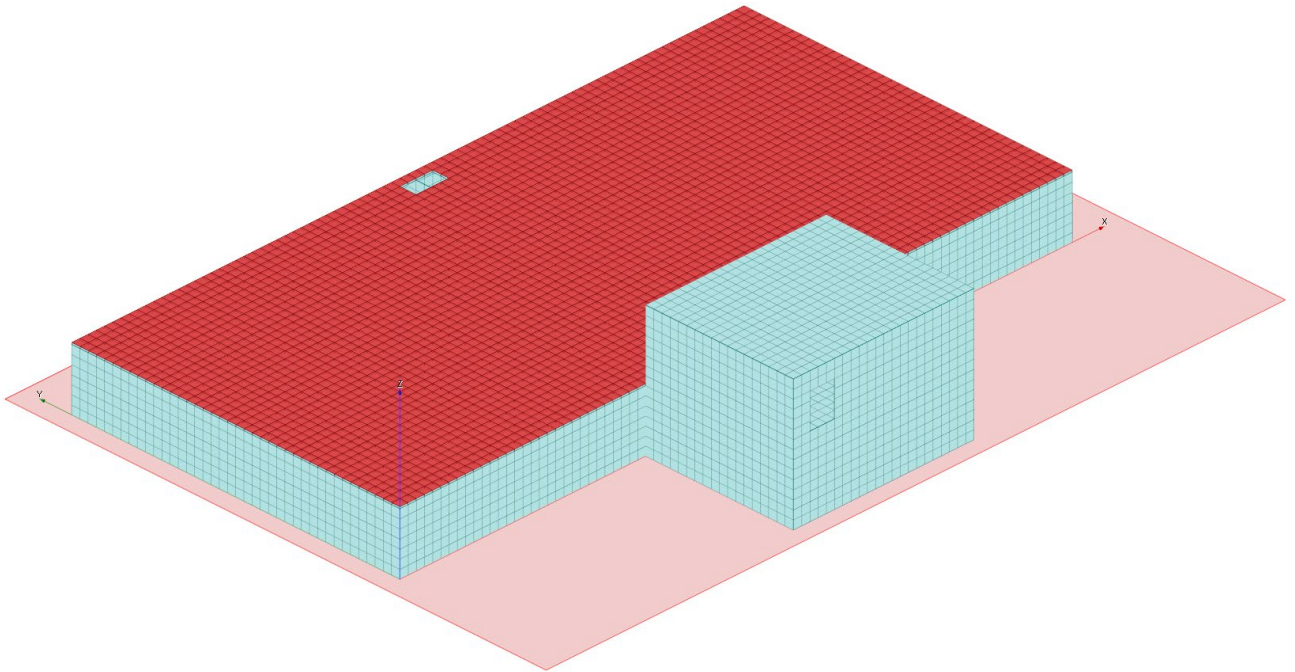


Figura 33 – Carico variabile sovraccarico – Direzione Z (Q_k)

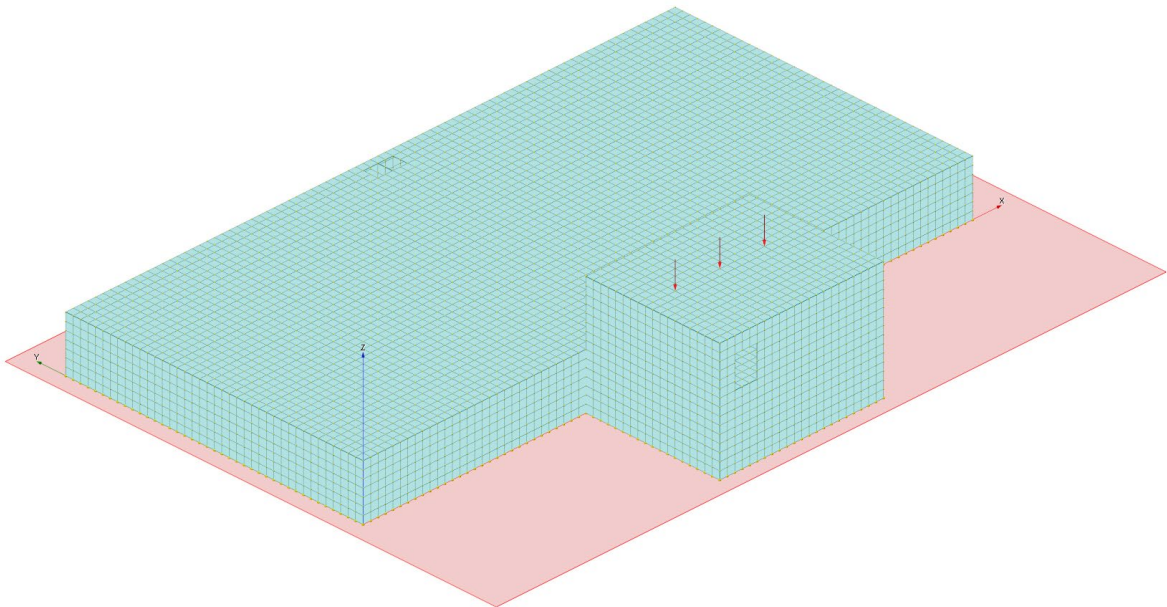


Figura 34 – Carico variabile carroponete (Q_k)

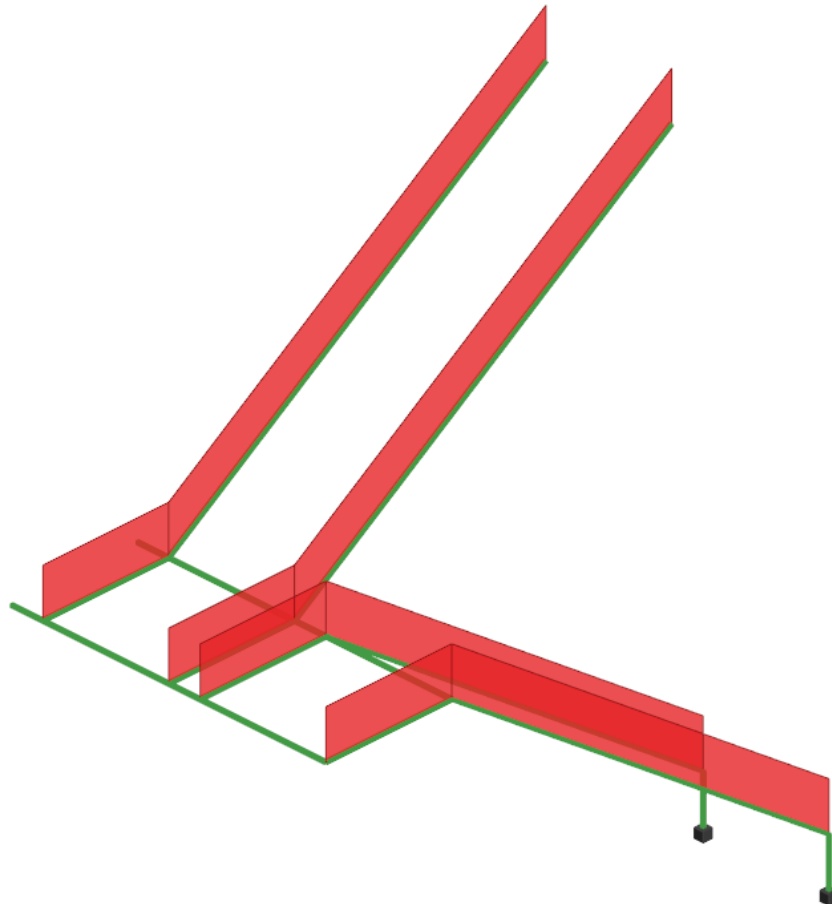


Figura 35 – Carico variabile scala (Qk)

Per maggiori dettagli sulla definizione delle azioni adottate, sulla loro combinazione e sulle sollecitazioni negli elementi (aste ed elementi bidimensionali), si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato di calcolo in allegato.

Nelle tabelle successive è riportato il calcolo delle spinte e delle pressioni applicate alle pareti della struttura agli SLU e SLV.

Locale pompe

PARAMETRI GEOTECNICI

Valori caratteristici

Angolo resistenza al taglio	φ'_k	=	37,5	°
Peso specifico	γ_k	=	17,50	kN/m ³
Coesione drenata	c'_k	=	0,00	kN/m ²
Profondità falda da p.c.	H_d	=	1,70	m

Approccio

2 (A1+M1+R3)

Coeff. parziali A1	γ_{G1}	=	1,30	(-)
	γ_{G2}	=	1,50	(-)
	γ_{Gk}	=	1,50	(-)
Coeff. parziali M1	γ_φ	=	1,00	(-)
	γ_Y	=	1,00	(-)
Coeff. parziale R3	$\gamma_{c'}$	=	1,00	(-)
	γ_R	=	-	(-)

Valori di progetto

Angolo resistenza al taglio	φ'_d	=	37,5	°	
Peso specifico saturo	γ_{sat}	=	17,50	kN/m ³	
Peso specifico secco	γ_d	=	15,75	kN/m ³	$\gamma_d = 90\% \gamma_{sat}$
Peso specifico acqua	γ_w	=	10,00	kN/m ³	
Peso specifico medio	γ_e	=	12,06	kN/m ³	$\gamma_e = (\gamma_d H_d + \gamma_w (H-H_d)) / H$
Coesione drenata	c'_d	=	0,00	kN/m ²	
Coeff. spinta a riposo	K_0	=	0,391	(-)	
Coeff. spinta attiva	K_A	=	0,243	(-)	
Coeff. spinta passiva	K_P	=	4,112	(-)	

PARAMETRI SISMICI

Stato Limite		=	SLV		
Accelerazione sismica suolo rigido	a_g	=	0,1790	g	
Coeff. suolo	S	=	1,4220	(-)	$S = S_T S_S$
Accelerazione massima attesa al sito	a_{max}	=	0,2545	g	$a_{max} = a_g S$
Coeff.	α	=	1,00	(-)	
Coeff.	β	=	0,28	(-)	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	=	0,0713	(-)	$k_h = \alpha \beta a_{max} / g$

PARAMETRI GEOMETRICI

Lato maggiore	L	=	11,00	m
Lato minore	B	=	9,00	m
Altezza parete	H	=	4,75	m
Spessore parete	s	=	0,50	m

CARICHI VARIABILI

Carico in superficie	Q_k	=	5,00	kN/m ²
coeff. di combinazione	ψ_2	=	0,30	(-)

PRESSIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE (NON FATTORIZZATE)

		z (m)					
Spinta a Riposo dovuta al terreno		0,00	$\sigma_{h0t \min}$	=	0,00	kN/m ²	$\sigma_{h0t \min} = \gamma_{sat} z K_0$
		1,70	σ_{h0t}	=	11,64	kN/m ²	$\sigma_{h0t} = \gamma_{sat} z K_0$
		4,75	$\sigma_{h0t \max}$	=	20,59	kN/m ²	$\sigma_{h0t \max} = \sigma_{h0t} + (\gamma_{sat} - \gamma_w) * (H - H_d) K_0$
			S_{h0t}	=		kN/m	$S_{h0t} = 0,5 K_0 \gamma_d H^2$
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico		0,00	$\sigma_{h0Q \min}$	=	1,96	kN/m ²	$\sigma_{h0Q \min} = Q_k K_0$
		4,75	$\sigma_{h0Q \max}$	=	1,96	kN/m ²	$\sigma_{h0Q \max} = Q_k K_0$
			S_{h0Q}	=		kN/m	$S_{h0Q} = Q_k H K_0$

PRESSIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE: STATICA (SLU)

		z (m)					
Spinta a Riposo dovuta al terreno		0,00	$\sigma_{h0td \min}$	=	0,00	kN/m ²	$\sigma_{h0td \min} = \gamma_{G1} \sigma_{h0t \min}$
		1,70	σ_{h0td}	=	15,13		$\sigma_{h0td} = \gamma_{G1} \sigma_{h0t}$
		4,75	$\sigma_{h0td \max}$	=	26,77	kN/m ²	$\sigma_{h0td \max} = \gamma_{G1} \sigma_{h0t \max}$
			S_{h0td}	=		kN/m	$S_{h0td} = \gamma_{G1} S_{h0t}$
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico		0,00	$\sigma_{h0Qd \min}$	=	2,93	kN/m ²	$\sigma_{h0Qd \min} = \gamma_{Qk} \sigma_{h0Q \min}$
		4,75	$\sigma_{h0Qd \max}$	=	2,93	kN/m ²	$\sigma_{h0Qd \max} = \gamma_{Qk} \sigma_{h0Q \max}$
			S_{h0Qd}	=		kN/m	$S_{h0Qd} = \gamma_{Qk} S_{h0Q}$

PRESSIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE: SISMICA (SLV)

	z (m)		=		
Spinta a Riposo dovuta al terreno in campo STATICO	0,00	$\sigma_{h0t \min}$	=	0,00	kN/m ²
	1,70	σ_{h0t}	=	11,64	kN/m ²
	4,75	$\sigma_{h0t \max}$	=	20,59	kN/m ²
		S_{h0td}	=		kN/m
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico	0,00	$\sigma_{0Q \min}$	=	1,96	kN/m ²
	4,75	$\sigma_{0Q \max}$	=	1,96	kN/m ²
		S_{0Q}	=		kN/m

Terreno Permeabile

Spinta dovuta al terreno in campo SISMICO	2,38	ΔP_d	=	90,45	kN/m	$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_d H^2$
	4,75	$\Delta \sigma_{Pd \min}$	=	19,04	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \min} = \Delta P_d / H$
	4,75	$\Delta \sigma_{Pd \max}$	=	19,04	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \max} = \Delta P_d / H$
Spinta idrodinamica in campo SISMICO	1,53	E_{wd}	=	3,87	kN/m	$E_{wd} = \pm 7/12 K_h \gamma_w H_w^2$
	3,05	$\sigma_{Ewd \min}$	=	1,27	kN/m ²	$\sigma_{Ewd} = E_{wd} / (H - H_d)$
	3,05	$\sigma_{Ewd \max}$	=	1,27	kN/m ²	$\sigma_{Ewd} = E_{wd} / (H - H_d)$
Spinta terreno + Spinta idrodinamica in campo SISMICO	3,05	$\Delta P_d \min + \sigma_{Ewd \min}$	=	20,31	kN/m ²	
	3,05	$\Delta P_d \max + \sigma_{Ewd \max}$	=	20,31	kN/m ²	

Terreno Impermeabile

Spinta dovuta al terreno in campo SISMICO	2,38	ΔP_d	=	69,25	kN/m	$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_e H^2$
	4,75	$\Delta \sigma_{Pd \min}$	=	14,58	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \min} = \Delta P_d / H$
	4,75	$\Delta \sigma_{Pd \max}$	=	14,58	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \max} = \Delta P_d / H$

Locale vasca

PARAMETRI GEOTECNICI

Valori caratteristici

Angolo resistenza al taglio	φ'_k	=	37,5	°
Peso specifico	γ_k	=	17,50	kN/m ³
Coesione drenata	c'_k	=	0,00	kN/m ²
Profondità falda da p.c.	H_d	=	1,70	m

Approccio

2 (A1+M1+R3)

Coeff. parziali A1	γ_{G1}	=	1,30	(-)
	γ_{G2}	=	1,50	(-)
	γ_{Qk}	=	1,50	(-)
Coeff. parziali M1	γ_{φ}	=	1,00	(-)
	γ_{γ}	=	1,00	(-)
Coeff. parziale R3	$\gamma_{c'}$	=	1,00	(-)
	γ_R	=	-	(-)

Valori di progetto

Angolo resistenza al taglio	φ'_d	=	37,5	°	
Peso specifico saturo	γ_{sat}	=	17,50	kN/m ³	
Peso specifico secco	γ_d	=	15,75	kN/m ³	$\gamma_d = 90\% \gamma_{sat}$
Peso specifico acqua	γ_w	=	10,00	kN/m ³	
Peso specifico medio	γ_e	=	12,20	kN/m ³	$\gamma_e = (\gamma_d H_d + \gamma_w (H-H_d)) / H$
Coesione drenata	c'_d	=	0,00	kN/m ²	
Coeff. spinta a riposo	K_0	=	0,391	(-)	
Coeff. spinta attiva	K_A	=	0,243	(-)	
Coeff. spinta passiva	K_P	=	4,112	(-)	

PARAMETRI SISMICI

Stato Limite		=	SLV		
Accelerazione sismica suolo rigido	a_g	=	0,1790	g	
Coeff. suolo	S	=	1,4220	(-)	$S = S_T S_S$
Accelerazione massima attesa al sito	a_{max}	=	0,2545	g	$a_{max} = a_g S$
Coeff.	α	=	1,00	(-)	
Coeff.	β	=	0,28	(-)	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	=	0,0713	(-)	$k_h = \alpha \beta a_{max}/g$

PARAMETRI GEOMETRICI

Lato maggiore	L	=	41,50	m
Lato minore	B	=	21,00	m
Altezza parete	H	=	3,20	m
Spessore parete	s	=	0,50	m

CARICHI VARIABILI

Carico in superficie	Q_k	=	5,00	kN/m ²
coeff. di combinazione	ψ_2	=	0,30	(-)

PRESSIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE (NON FATTORIZZATE)

		z (m)					
Spinta a Riposo dovuta al terreno		0,00	$\sigma_{h0t \min}$	=	0,00	kN/m ²	$\sigma_{h0t \min} = V_{sat} z K_0$
		1,25	σ_{h0t}	=	8,56	kN/m ²	$\sigma_{h0t} = V_{sat} z K_0$
		1,70	σ_{h0t}	=	11,64	kN/m ²	$\sigma_{h0t} = V_{sat} z K_0$
		4,45	$\sigma_{h0t \max}$	=	19,71	kN/m ²	$\sigma_{h0t \max} = \sigma_{h0t} + (V_{sat} - V_w) * (H - H_d) K_0$
			S_{h0t}	=		kN/m	$S_{h0t} = 0,5 K_0 V_d H^2$
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico		1,25	$\sigma_{h0Q \min}$	=	1,96	kN/m ²	$\sigma_{h0Q \min} = Q_k K_0$
		4,45	$\sigma_{h0Q \max}$	=	1,96	kN/m ²	$\sigma_{h0Q \max} = Q_k K_0$
			S_{h0Q}	=		kN/m	$S_{h0Q} = Q_k H K_0$

PRESSIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE: STATICA (SLU)

		z (m)					
Spinta a Riposo dovuta al terreno		0,00	$\sigma_{h0td \min}$	=	0,00	kN/m ²	$\sigma_{h0td \min} = V_{G1} \sigma_{h0t \min}$
		1,25	σ_{h0td}	=	11,13	kN/m ²	$\sigma_{h0td} = V_{G1} \sigma_{h0t}$
		1,70	σ_{h0td}	=	15,13	kN/m ²	$\sigma_{h0td} = V_{G1} \sigma_{h0t}$
		4,45	$\sigma_{h0td \max}$	=	25,62	kN/m ²	$\sigma_{h0td \max} = V_{G1} \sigma_{h0t \max}$
			S_{h0td}	=		kN/m	$S_{h0td} = V_{G1} S_{h0t}$
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico		1,25	$\sigma_{h0Qd \min}$	=	2,93	kN/m ²	$\sigma_{h0Qd \min} = V_{Qk} \sigma_{h0Q \min}$
		4,45	$\sigma_{h0Qd \max}$	=	2,93	kN/m ²	$\sigma_{h0Qd \max} = V_{Qk} \sigma_{h0Q \max}$
			S_{h0Qd}	=		kN/m	$S_{h0Qd} = V_{Qk} S_{h0Q}$

PRESSIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE: SISMICA (SLV)

		z (m)		=		
Spinta a Riposo dovuta al terreno in campo STATICO		0,00	$\sigma_{h0l \min}$	=	0,00	kN/m ²
		1,25	σ_{h0l}	=	8,56	kN/m ²
		1,70	σ_{h0l}	=	11,64	kN/m ²
		4,45	$\sigma_{h0l \max}$	=	19,71	kN/m ²
			S_{h0ld}	=		kN/m

Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico		1,25	$\sigma_{00 \min}$	=	1,96	kN/m ²
		4,45	$\sigma_{00 \max}$	=	1,96	kN/m ²
			S_{00}	=		kN/m

Terreno Permeabile

Spinta dovuta al terreno in campo SISMICO		2,85	ΔP_d	=	41,05	kN/m	$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_d H^2$
		1,25	$\Delta \sigma_{Pd \min}$	=	12,83	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \min} = \Delta P_d / H$
		4,45	$\Delta \sigma_{Pd \max}$	=	12,83	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \max} = \Delta P_d / H$

Spinta idrodinamica in campo SISMICO		1,38	E_{wd}	=	3,14	kN/m	$E_{wd} = \pm 7/12 K_h \gamma_w H_w^2$
		1,70	$\sigma_{Ewd \min}$	=	1,14	kN/m ²	$\sigma_{Ewd} = E_{wd} / (H - H_d)$
		4,45	$\sigma_{Ewd \max}$	=	1,14	kN/m ²	$\sigma_{Ewd} = E_{wd} / (H - H_d)$

Spinta terreno + Spinta idrodinamica in campo SISMICO		1,70	$\Delta P_d \min + \sigma_{Ewd \min}$	=	13,97	kN/m ²
		4,45	$\Delta P_d \max + \sigma_{Ewd \max}$	=	13,97	kN/m ²

Terreno Impermeabile

Spinta dovuta al terreno in campo SISMICO		2,85	ΔP_d	=	31,79	kN/m	$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_e H^2$
		1,25	$\Delta \sigma_{Pd \min}$	=	9,93	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \min} = \Delta P_d / H$
		4,45	$\Delta \sigma_{Pd \max}$	=	9,93	kN/m ²	$\Delta \sigma_{Pd \max} = \Delta P_d / H$

Si precisa che come scelta progettuale, il contributo idrodinamico E_{wd} è stato sempre sommato con segno concorde alla spinta dovuta al terreno ΔP_d .

Nelle figure seguenti sono riportati gli sfruttamenti degli elementi bidimensionali suddivisi per flessione e taglio. Come è possibile notare tutti i tassi di sfruttamento sono inferiori all'unità, quindi le verifiche risultano soddisfatte.

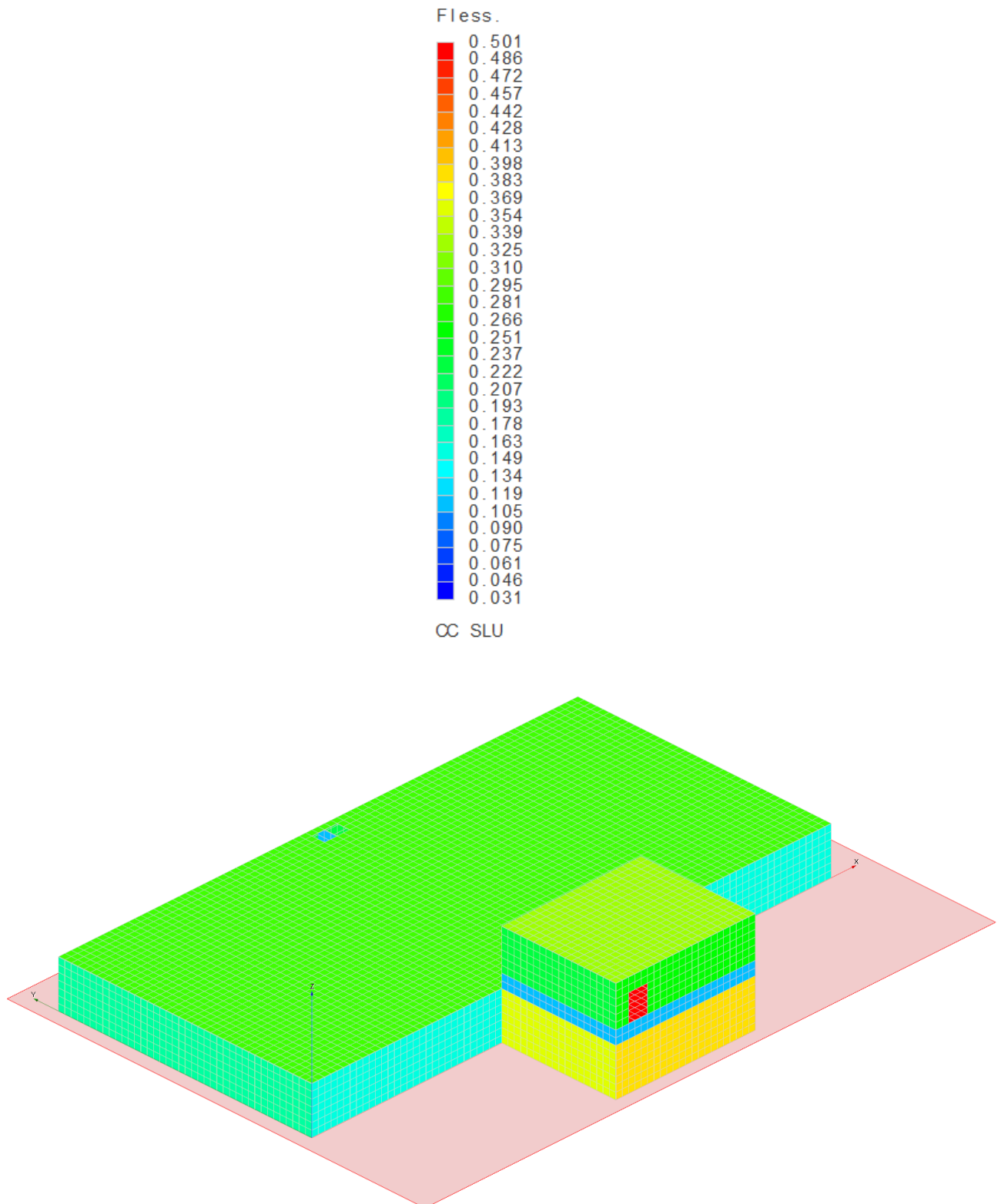


Figura 36 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Presso -Flessione SLU

Verifica a presso-flessione elementi bidimensionali: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,501 < 1$ (VERIFICATO)

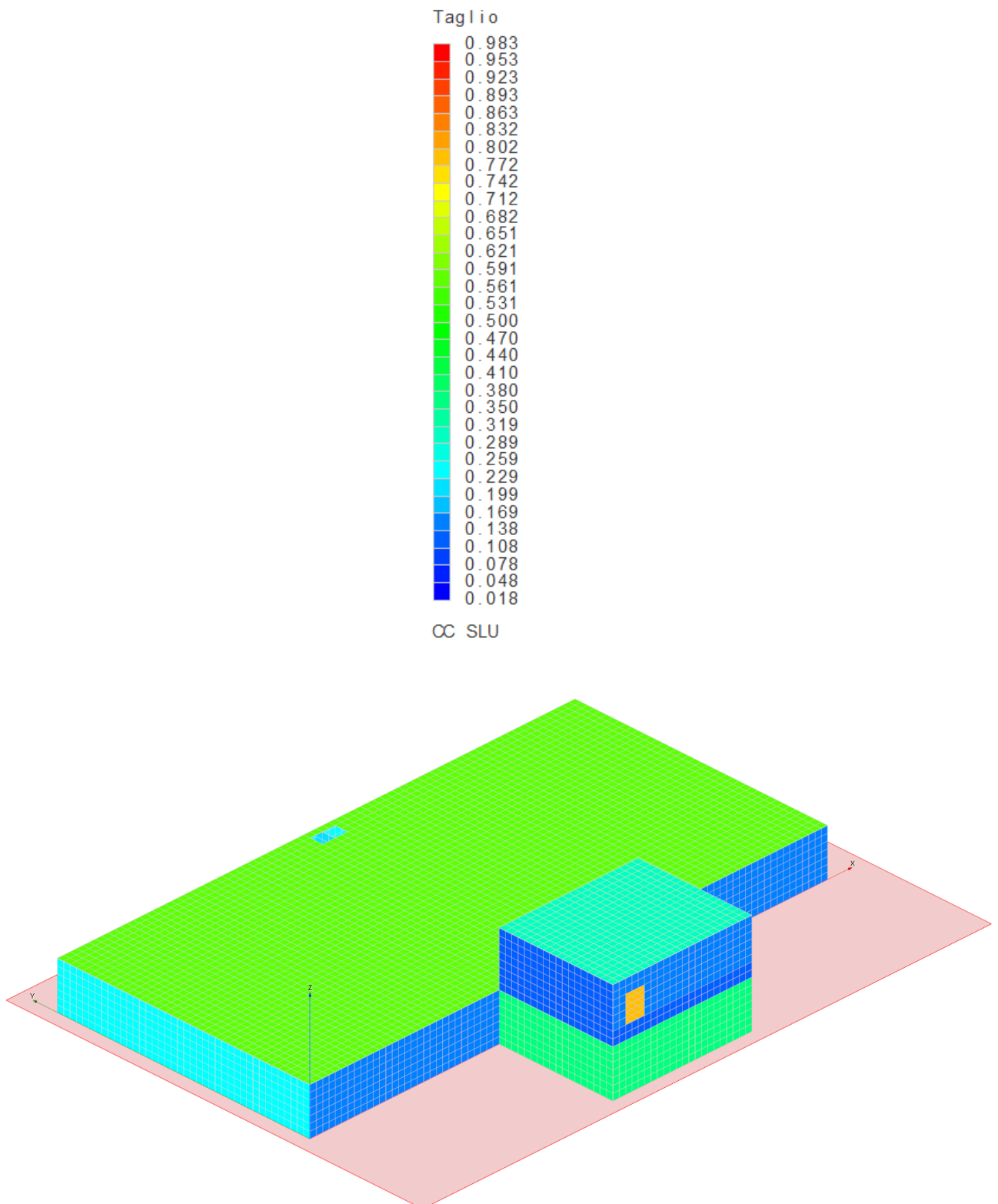


Figura 37 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Taglio SLU

Verifica a taglio elementi bidimensionali: $V_{Ed} / V_{Rd} = 0,983 < 1$ (VERIFICATO)

2.9.1.2 Verifica della scala in acciaio

Si riporta di seguito la verifica di sicurezza della scala in acciaio presente nel locale pompe.

La scala è costituita da due cosciali UPN200 (acciaio S275) ad interasse 90 cm. I cosciali sono a loro volta appoggiati a travi HEA180 collegate a sbalzo alla parete esterna della vasca ozono.

Per maggiori dettagli sulla definizione delle azioni adottate, sulla loro combinazione e sulle sollecitazioni negli elementi aste, si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato di calcolo in allegato.

Nelle figure seguenti sono riportati gli sfruttamenti delle aste suddivisi per flessione e taglio. Come è possibile notare tutti i tassi di sfruttamento sono inferiori all'unità, quindi le verifiche risultano soddisfatte.

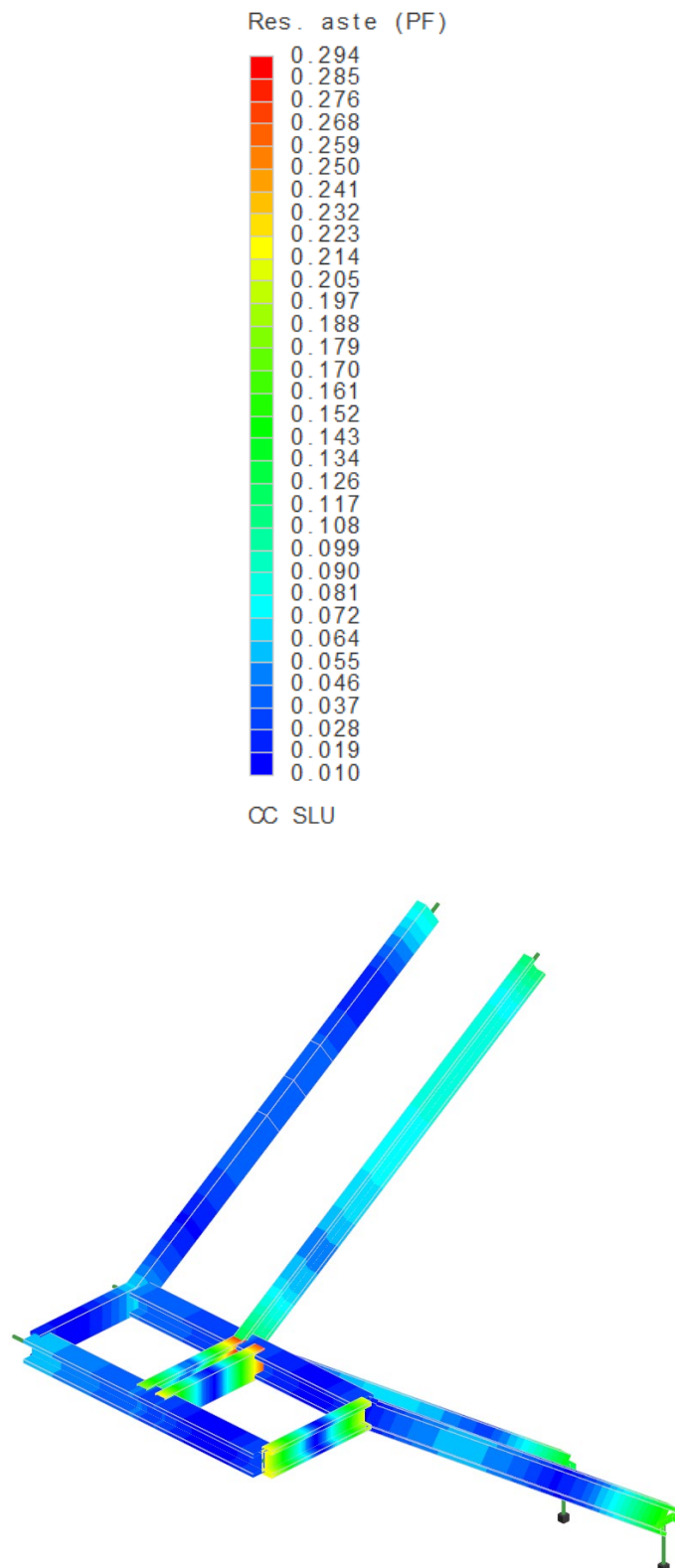


Figura 38 – Sfruttamento Scala – Presso - Flessione SLU

Verifica a presso-flessione aste: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,294 < 1$ (VERIFICATO)

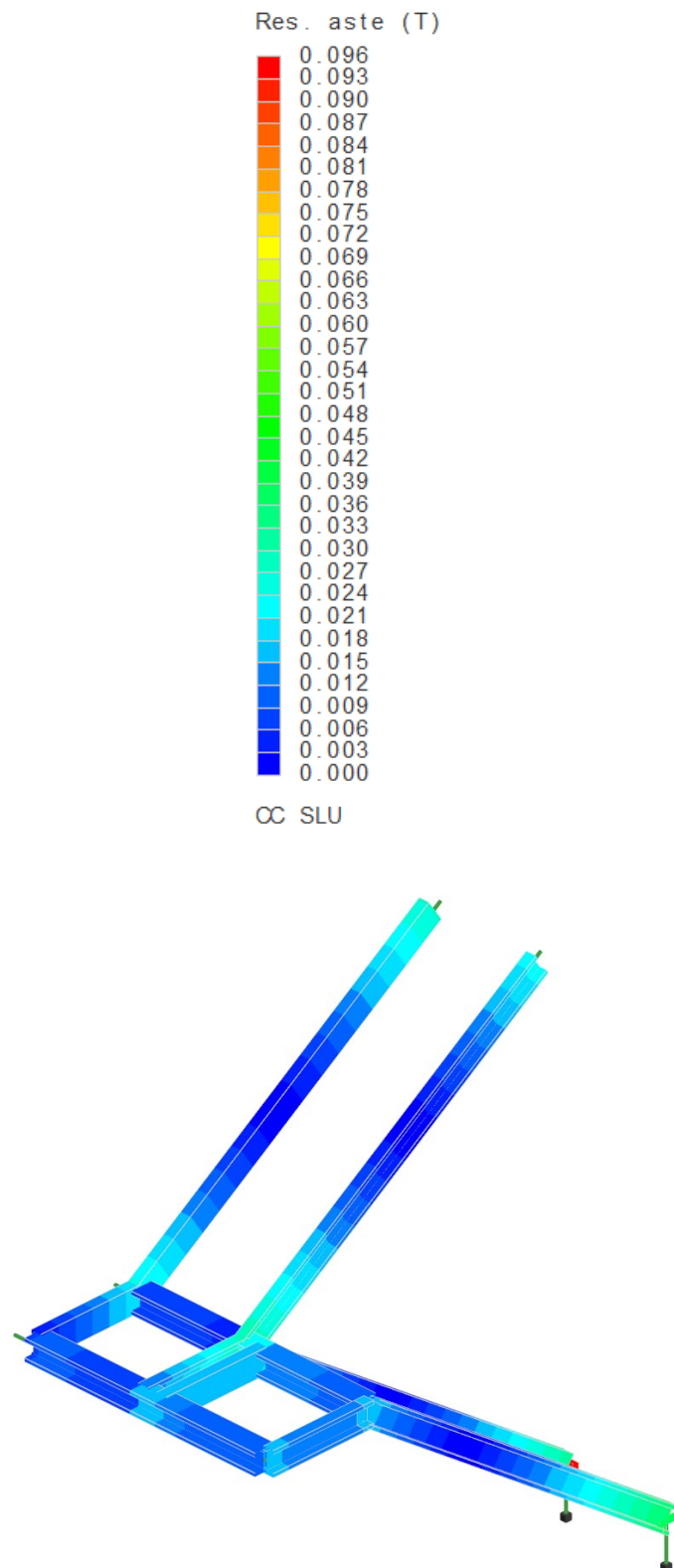


Figura 39 – Sfruttamento Scala – Taglio SLU

Verifica a taglio aste: $V_{Ed} / V_{Rd} = 0,096 < 1$ (VERIFICATO)

2.9.1.3 Verifica SLE scala

Nell'immagine seguente è riportata la deformata nodale della scala in acciaio allo SLE in combinazione caratteristica (rara) con rappresentata la mappa cromatica degli spostamenti.

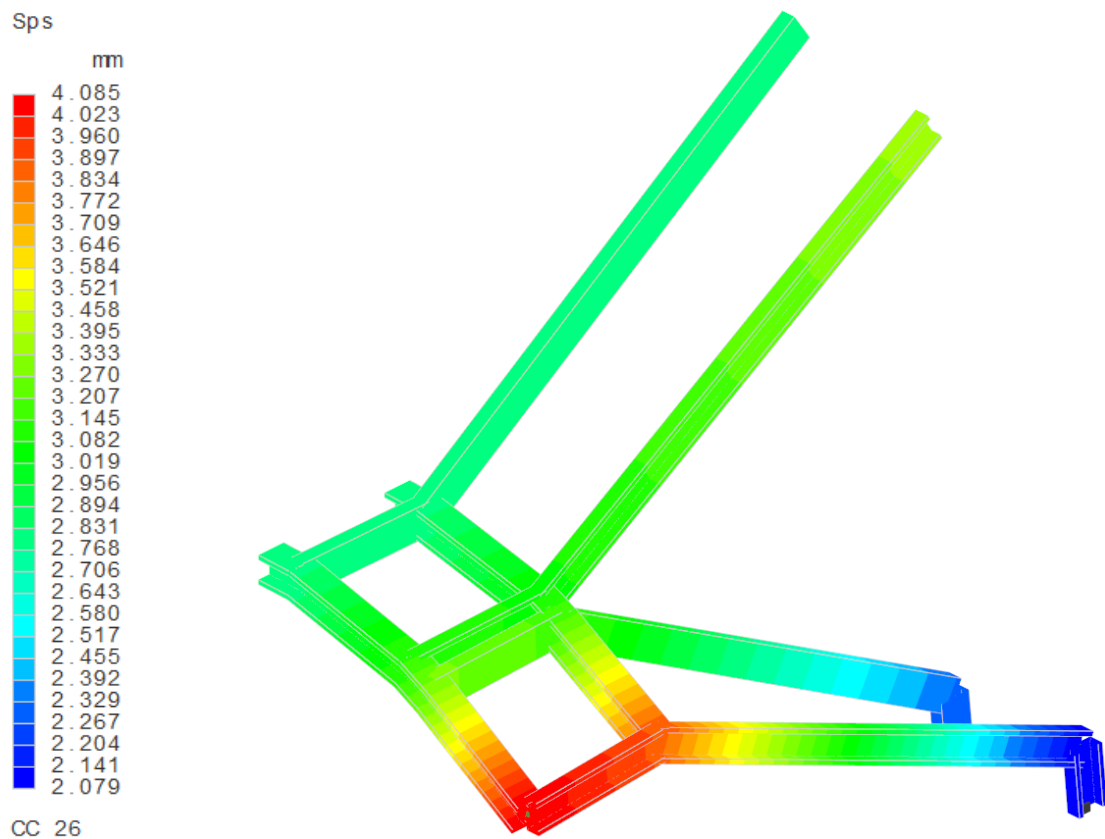


Figura 40 – Sfruttamento Scala – Taglio SLU

- Travi a sostegno dei cosciali (HEA180)

Massima traslazione in direzione Z = 4 mm < $L/250 = 4500/250 = 18$ mm (VERIFICATO)

- Cosciali (UPN200)

Massima traslazione in direzione Z = 3 mm < $L/250 = 3300/250 = 13$ mm (VERIFICATO)

2.9.2 VERIFICHE STRUTTURALI IN CAMPO SISMICO

2.9.2.1 Modello globale FEM

L'analisi della struttura soggetta ad azione sismica è valutata mediante Analisi statica.

Per lo studio del manufatto si è deciso di assumere la presenza di impalcati non rigidi, di conseguenza durante l'analisi sismica le masse o le forze vengono applicate su ogni nodo.

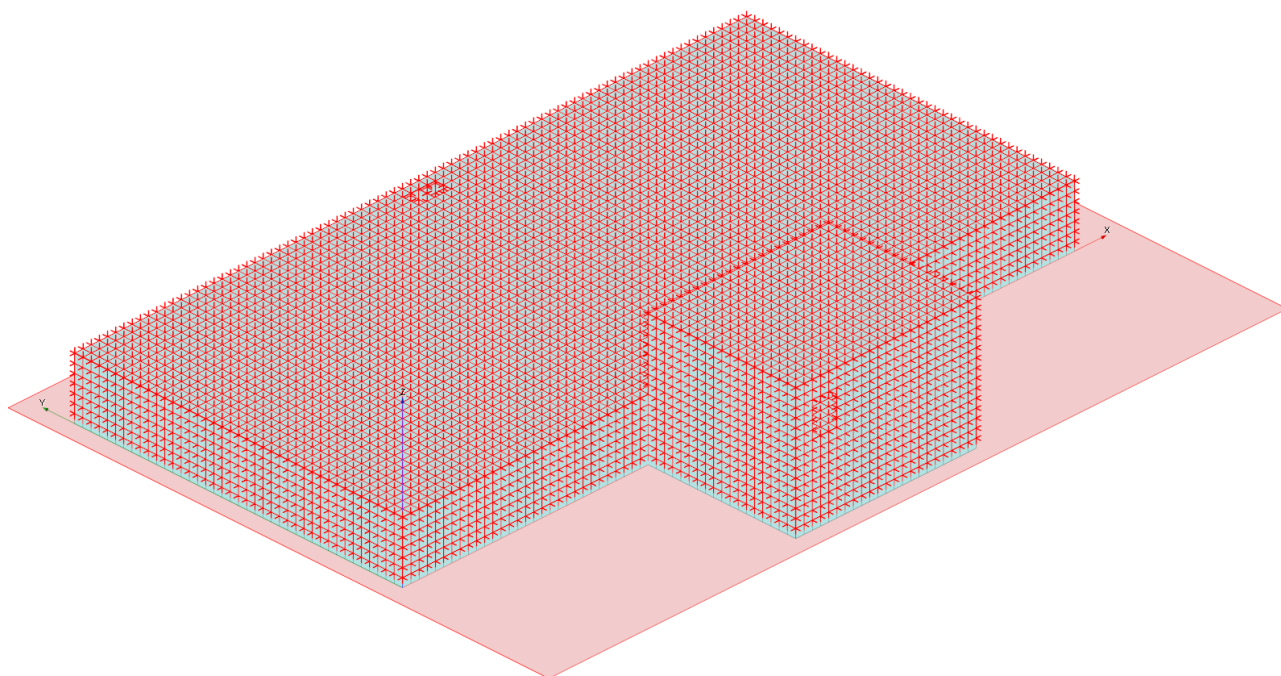


Figura 41 – Massa sismica nodale

Si faccia riferimento al par. 2.9.1.1 della relazione per osservare le scelte progettuali adottate per la modellazione della struttura e delle azioni. Nelle figure seguenti vengono riportate le azioni sismiche applicate.

Per maggiori dettagli sulla definizione delle azioni adottate, sulla loro combinazione e sulle sollecitazioni negli elementi (aste ed elementi bidimensionali), si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato di calcolo in allegato.

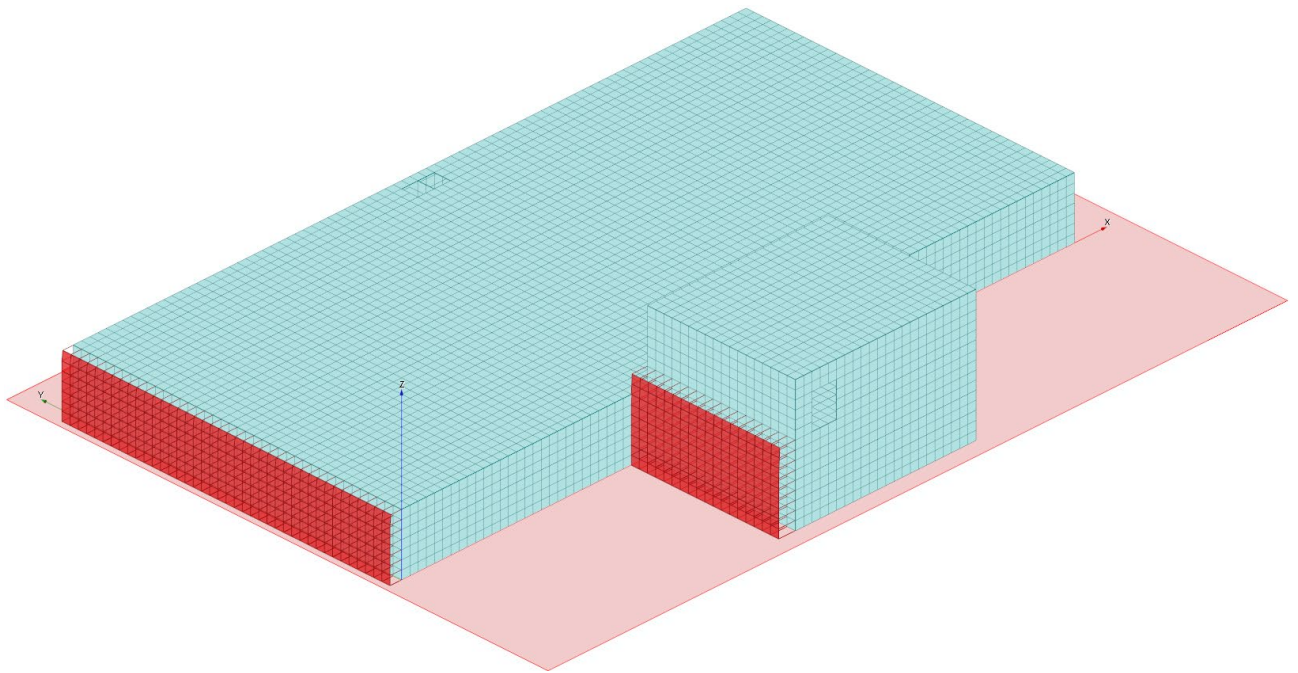


Figura 42 – Sisma – Direzione X+

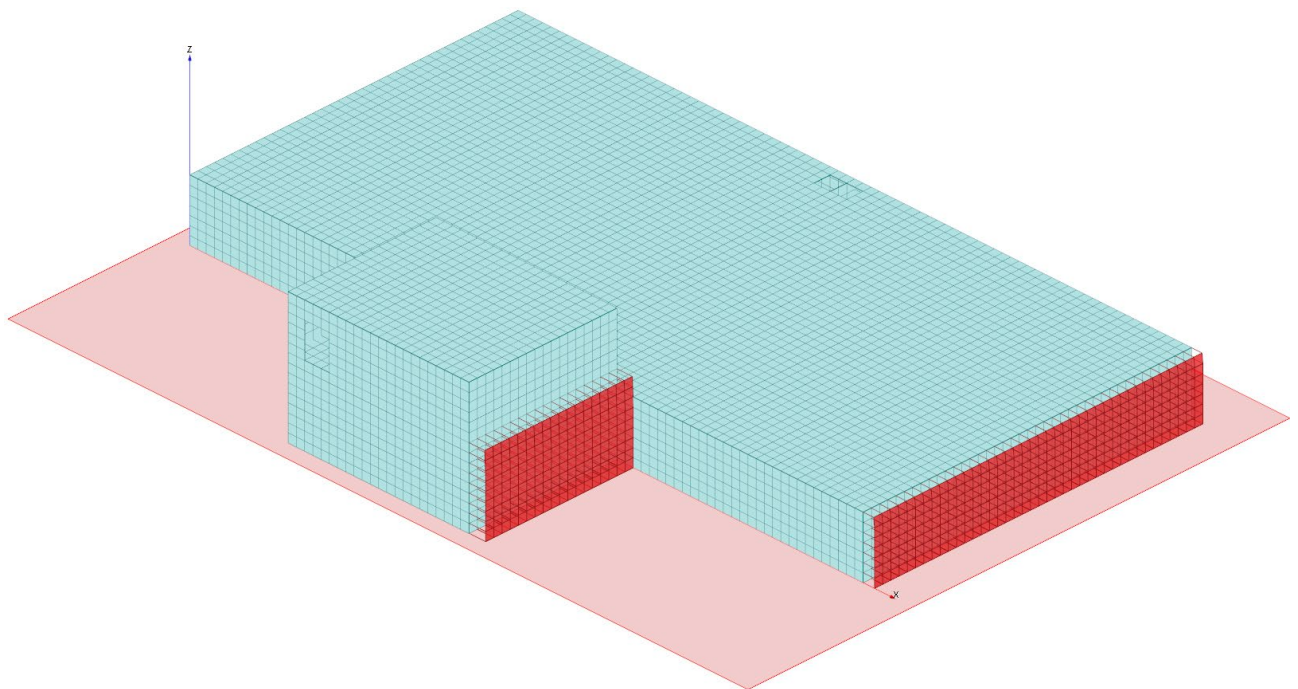


Figura 43 – Sisma – Direzione X-

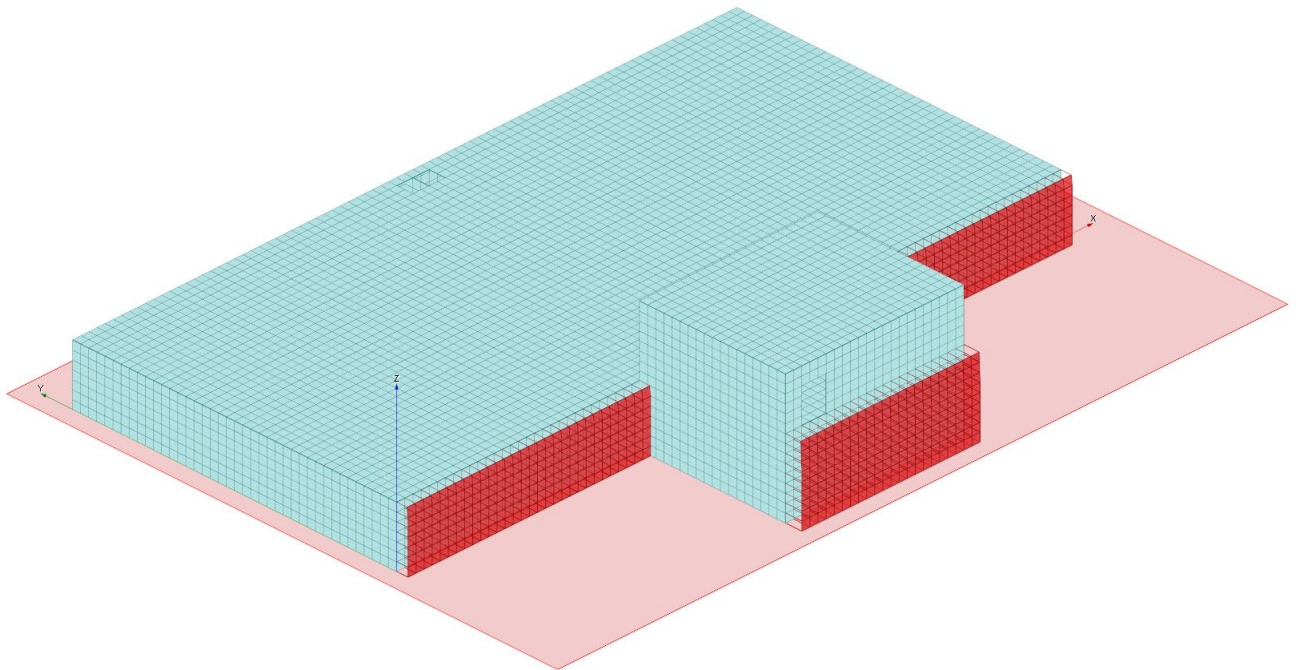


Figura 44 – Sisma – Direzione Y+

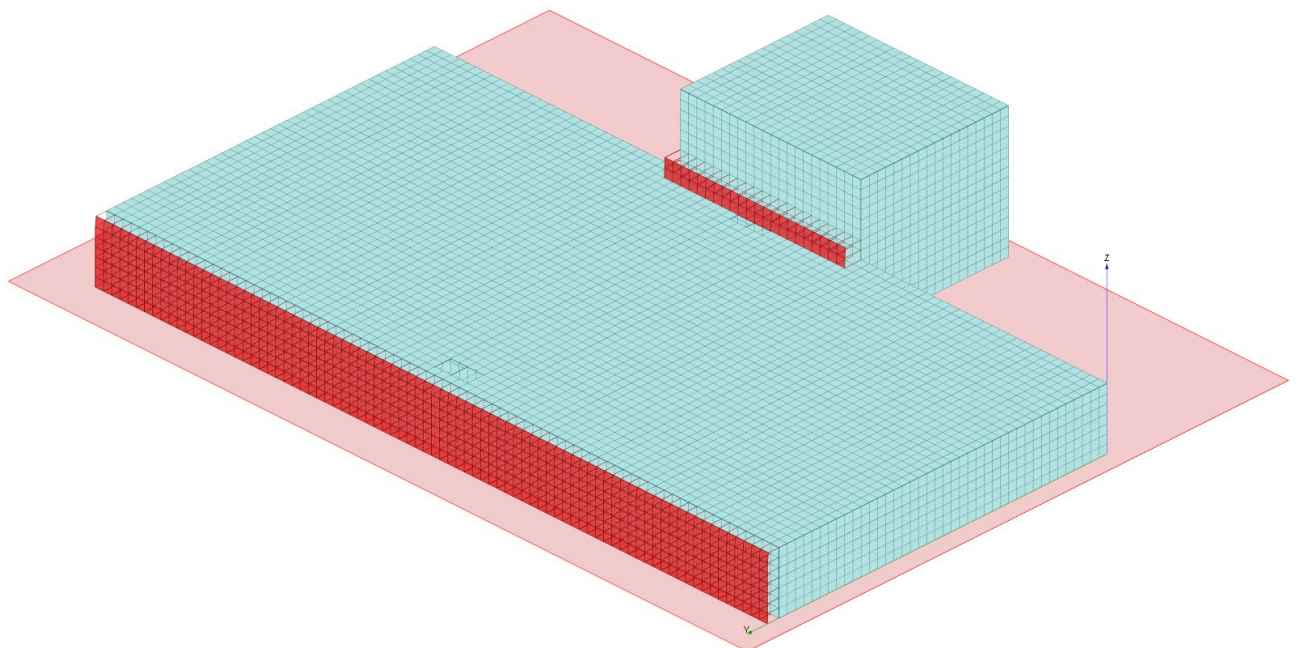


Figura 45 – Sisma – Direzione Y-

Nelle figure seguenti sono riportati gli sfruttamenti degli elementi bidimensionali suddivisi per flessione e taglio. Come è possibile notare i tassi di sfruttamento sono tutti inferiori dell'unità; quindi, le verifiche allo SLV risultano soddisfatte.

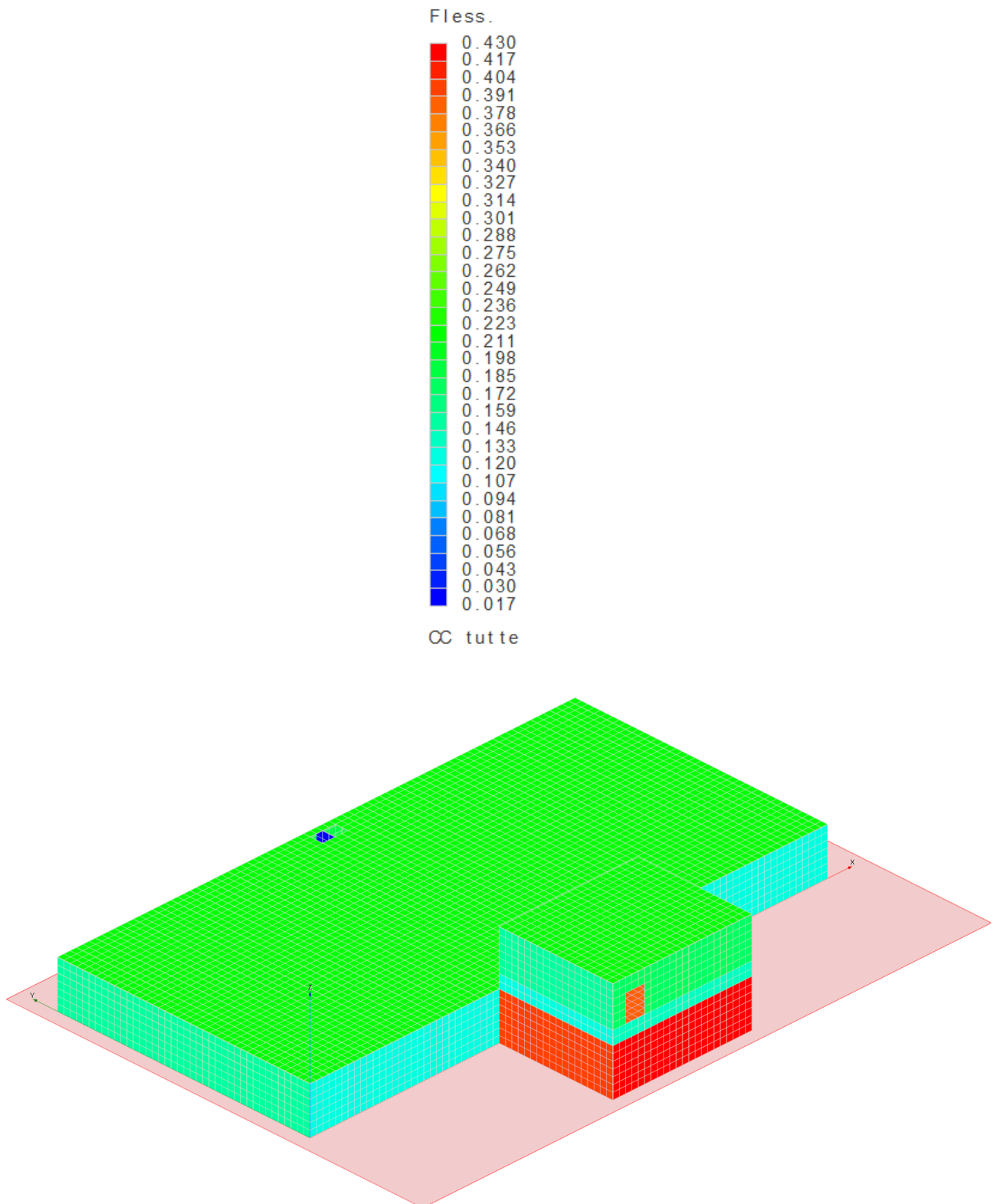


Figura 46 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Presso -Flessione SLV

Verifica a presso-flessione elementi bidimensionali: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,430 < 1$ (VERIFICATO)

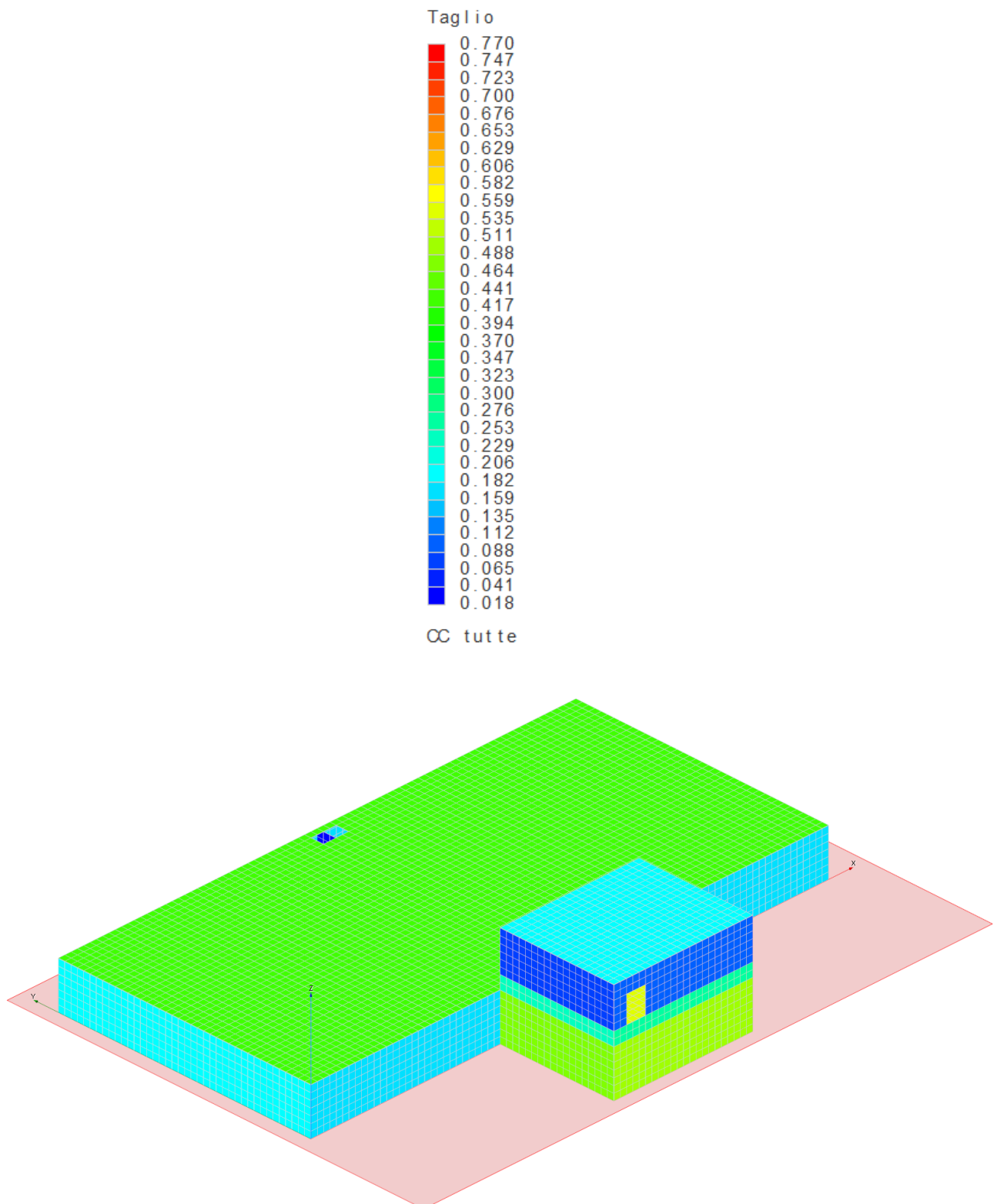


Figura 47 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Taglio SLV

Verifica a taglio elementi bidimensionali: $V_{Ed} / V_{Rd} = 0,770 < 1$ (VERIFICATO)

2.9.2.2 Verifica della scala in acciaio

Si riporta di seguito la verifica di sicurezza allo SLV della scala in acciaio. L'analisi della struttura soggetta ad azione sismica è valutata mediante Analisi statica.

Si faccia riferimento al par. 2.9.1.1 e 2.9.1.2 della relazione per osservare le scelte progettuali adottate per la modellazione della struttura e delle azioni.

Per maggiori dettagli sulla definizione delle azioni adottate, sulla loro combinazione e sulle sollecitazioni negli elementi aste, si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato di calcolo in allegato.

Nelle figure seguenti sono riportati gli sfruttamenti delle aste suddivisi per flessione e taglio. Come è possibile notare tutti i tassi di sfruttamento sono inferiori all'unità, quindi le verifiche risultano soddisfatte.

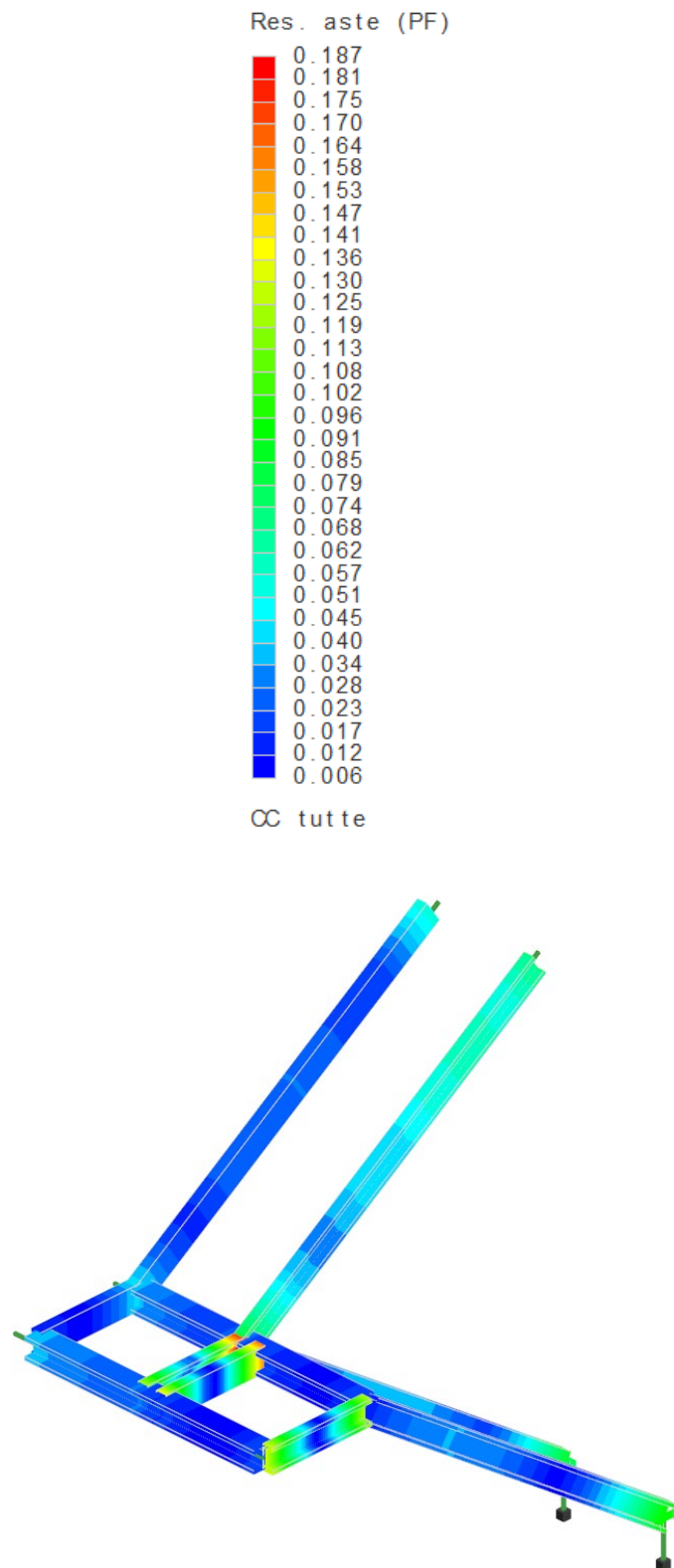


Figura 48 – Sfruttamento Scala – Presso - Flessione SLV

Verifica a presso-flessione aste: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,187 < 1$ (VERIFICATO)

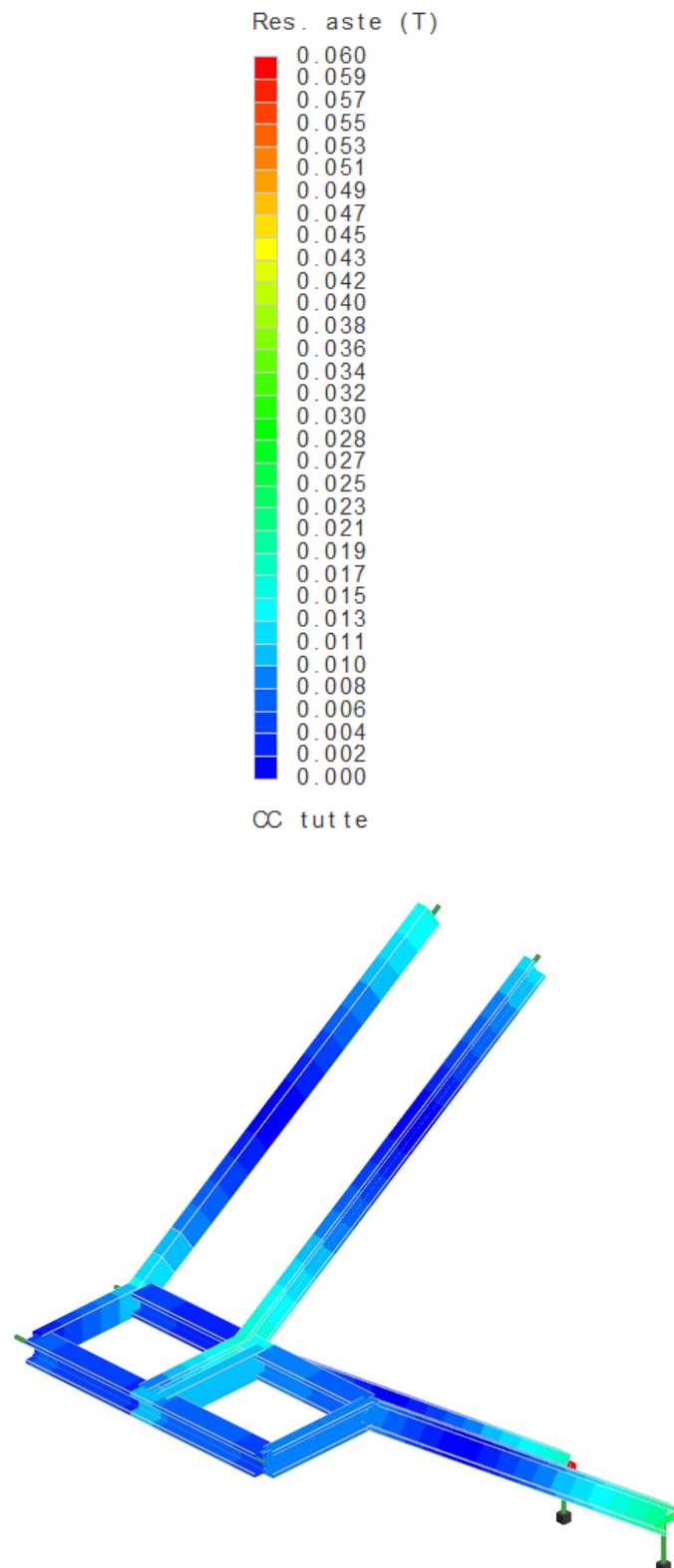


Figura 49 – Sfruttamento Scala – Taglio SLV

Verifica a taglio aste: $V_{Ed} / V_{Rd} = 0,070 < 1$ (VERIFICATO)

2.10 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

(Riferimento al punto (k) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

Nei paragrafi che seguono sono riportate alcune verifiche manuali eseguite su porzioni limitate della struttura mediante schemi statici semplificati, al fine di validare il modello FEM complessivo.

2.10.1 VERIFICA DELLA PARETE DELLA VASCA

Si associa la parete della vasca ad una trave incastrata alla due estremità di lunghezza pari all'altezza della parete stessa, ovvero 3,5 metri.

I carichi agenti sulla parete sono i seguenti: G_1 (peso terreno), Q_k (sovraccarico).

Per vedere l'entità dei carichi agenti fare riferimento al paragrafo 2.9.1.1 della relazione.

Di seguito si riportano gli schemi statici adottati con i relativi diagrammi di momento flettente. Le sollecitazioni agli SLU sono ottenute come somma dei due contributi.

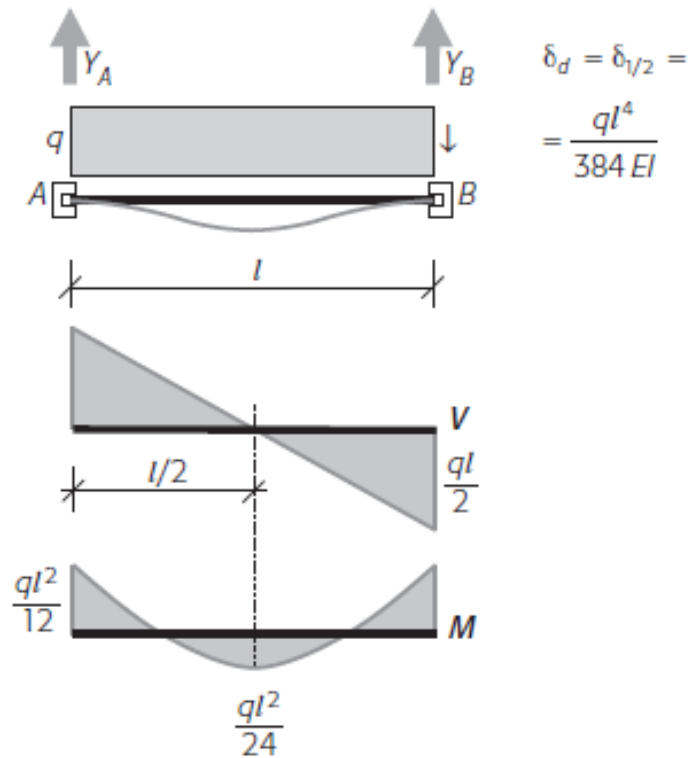


Figura 50 – Schema statico trave incastro-incastro e carico distribuito rettangolare

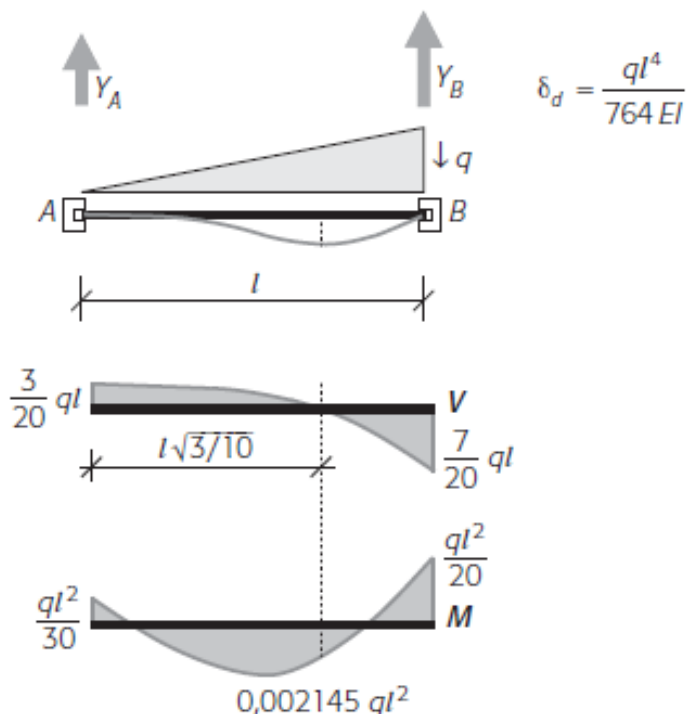
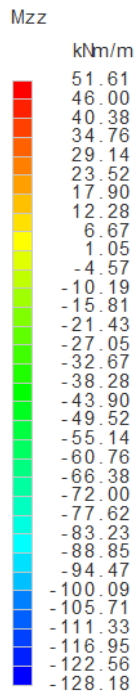


Figura 51 – Schema statico trave incastro-incastro e carico distribuito triangolare

Momento sollecitante: $M_{A,Ed} = 20,28 \text{ kNm}$

$M_{B,Ed} = 23,24 \text{ kNm}$

Di seguito si riporta il valore di progetto del momento in direzione z locale.



CC 17

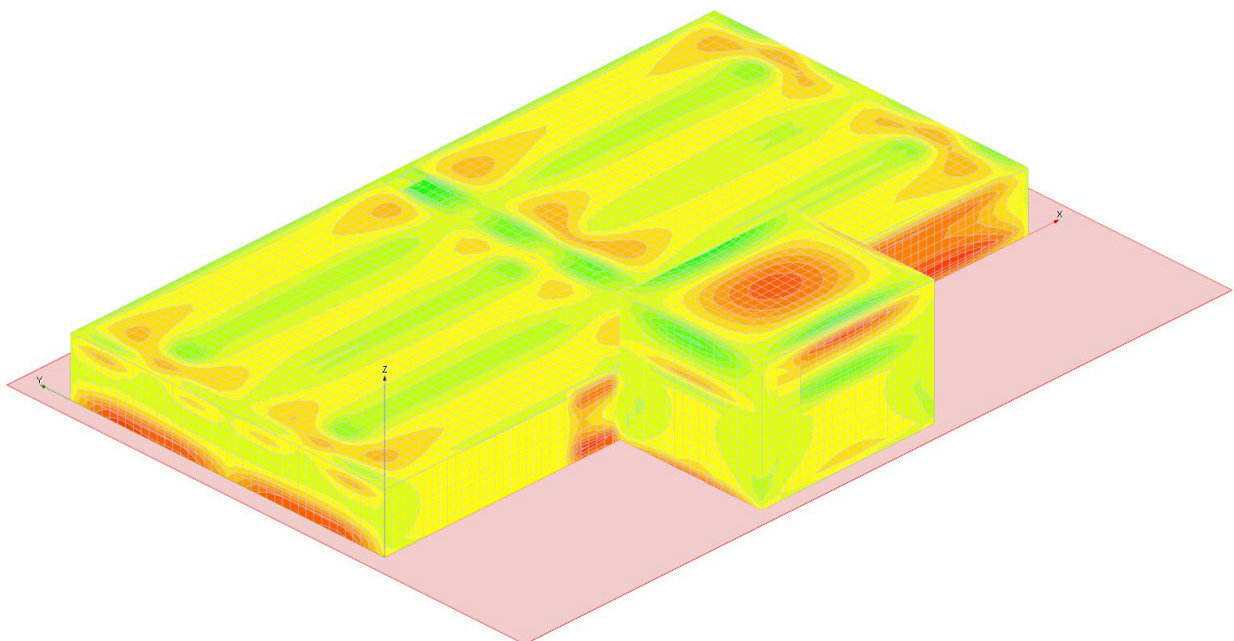


Figura 52 – Momento flettente SLU Direzione z – Modello FEM – Elementi bidimensionali

Come è possibile osservare, i valori del momento flettente ottenuti con calcoli manuali sono dell'ordine di grandezza di quelli ottenuti con il modello FEM. Tenuto conto delle semplificazioni adottate per le verifiche manuali svolte, si conclude che il modello di calcolo automatico si considera attendibile e valido.

2.11 Strutture geotecniche o di fondazione

(Riferimento al punto (I) del par. B.2.2 della DGR 1373/2011).

2.11.1 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO): COLLASSO PER CARICO LIMITE FONDAZIONE-TERRENO

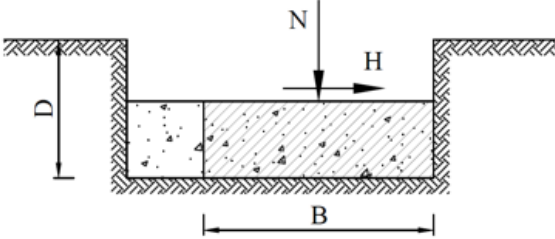
Si esegue la verifica a capacità portante della fondazione assumendo i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- angolo di resistenza al taglio: $\phi'_k = 37,5^\circ$
- peso specifico: $\gamma_k = 15,5 \text{ kN/m}^3$
- coesione: $c' = 0 \text{ kPa}$
- falda: presente

Nella tabella seguente è riportato il calcolo del carico limite secondo la formula generale di Brinch-Hansen (1970) riferita a un metro quadro di fondazione.

$$q_{lim} = 0,5 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

La resistenza di progetto R_d è calcolata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dalle NTC2018 assumendo un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_R = 2,3$.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC2018): FORMULA DI BRINCH-HANSEN (1970)				
<i>Rif. Lancellotta et al. - Progettazione geotecnica; Lancellotta - Geotecnica</i>				
				
ipotesi iniziali	Metodo di calcolo			stati limite
	Si desidera tenere in considerazione l'effetto stabilizzante dovuto alla resistenza a taglio mobilabile lungo la superficie di scorrimento?			no
	Approccio da utilizzare nel caso di stati limite			2
parametri geotecnici del terreno (valori caratteristici)	ϕ'_k	37,5	° =	0,654498469 rad angolo resistenza taglio
	c'_k	0,0	kPa	coesione
	c_{uk}	0,0	kPa	coesione non drenata
	γ_k	7,5	kN/m ³	peso specifico terreno
geometria della fondazione	B	1,00	m	larghezza ridotta fondazione
	D	4,80	m	profondità dal p.c.
	L	1,00	m	lunghezza ridotta fondazione
presenza di componente orizzontale H e verticale N	H		kN	componente orizzontale
	N		kN	componente verticale
	m	1,500	(-)	$m = [2 + (B/L)] / [1 + (B/L)]$

calcolo dei fattori della formula di Brich-Hansen condizioni drenate	N_{γ}	71,839	(-)	$N_{\gamma} = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$
	s_{γ}	1,411	(-)	$s_{\gamma} = 1 + 0,1 (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') / (B / L)$
	i_{γ}	1,000	(-)	$i_{\gamma} = [1 - (H / (N + BLc' \cotg \phi'))]^{m+1}$
	b_{γ}	1,000	(-)	base non inclinata
	g_{γ}	1,000	(-)	piano campagna non inclinato
	d_{γ}	1,000	(-)	coeff. di profondità
	q'	36,00	kPa	$q' = \gamma D$
	N_q	45,811	(-)	$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi')}$
	s_q	1,411	(-)	$s_q = s_{\gamma}$
	d_q	1,000	(-)	$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 (D/B)$ (se $D \leq B$) $d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \arctg(D/B)$ (se $D > B$)
	i_q	1,000	(-)	$i_q = [1 - (H / (N + BLc' \cotg \phi'))]^m$
	b_q	1,000	(-)	base non inclinata
	g_q	1,000	(-)	piano campagna non inclinato
	c'	0,000	kPa	$c' = c'_k / \gamma_c'$
	N_c	58,399	(-)	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$
	s_c	1,822	(-)	$s_c = 1 + 0,2 (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') / (B / L)$
d_c	1,000	(-)	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$	
i_c	1,000	(-)	$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \tan \phi')]$	
b_c	1,000	(-)	base non inclinata	
g_c	1,000	(-)	piano campagna non inclinato	
calcolo dei fattori della formula di Brich-Hansen condizioni non drenate	q	36,00	kPa	$q = \gamma D$
	c_u	0,000	kPa	$c_u = c_{uk} / \gamma_{cu}$
	N_c^0	5,142	(-)	$N_c^0 = 2 + \pi$
	s_c^0	1,200	(-)	$s_c^0 = 1 + 0,2 B / L$
	d_c^0	1,000	(-)	$d_c^0 = 1 + 0,4 (D / B)$ (se $D \leq B$) $d_c^0 = 1 + 0,4 \arctg (D / B)$ (se $D > B$)
	i_c^0	non presente	(-)	$i_c^0 = 1 - (m H) / (B L c_u N_c)$
	b_c^0	1,000	(-)	base non inclinata
g_c^0	1,000	(-)	piano campagna non inclinato	

Carico limite condizioni drenate	$q_{lim} =$	2708	kPa	$q_{lim} = 0.5 \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$
Carico limite condizioni non drenate	$q_{lim} =$	non presenti	kPa	$q_{lim} = c_u N_c s_c^0 d_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 + q$
		NTC 2018		
		APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)		
		Rd = qlim / γR		
		kg/cm²	kPa	
CONDIZIONI DRENATE		11,77	1177	
CONDIZIONI NON DRENATE		non presenti	non presenti	

Di seguito si riporta il valore massimo di progetto della pressione in fondazione.

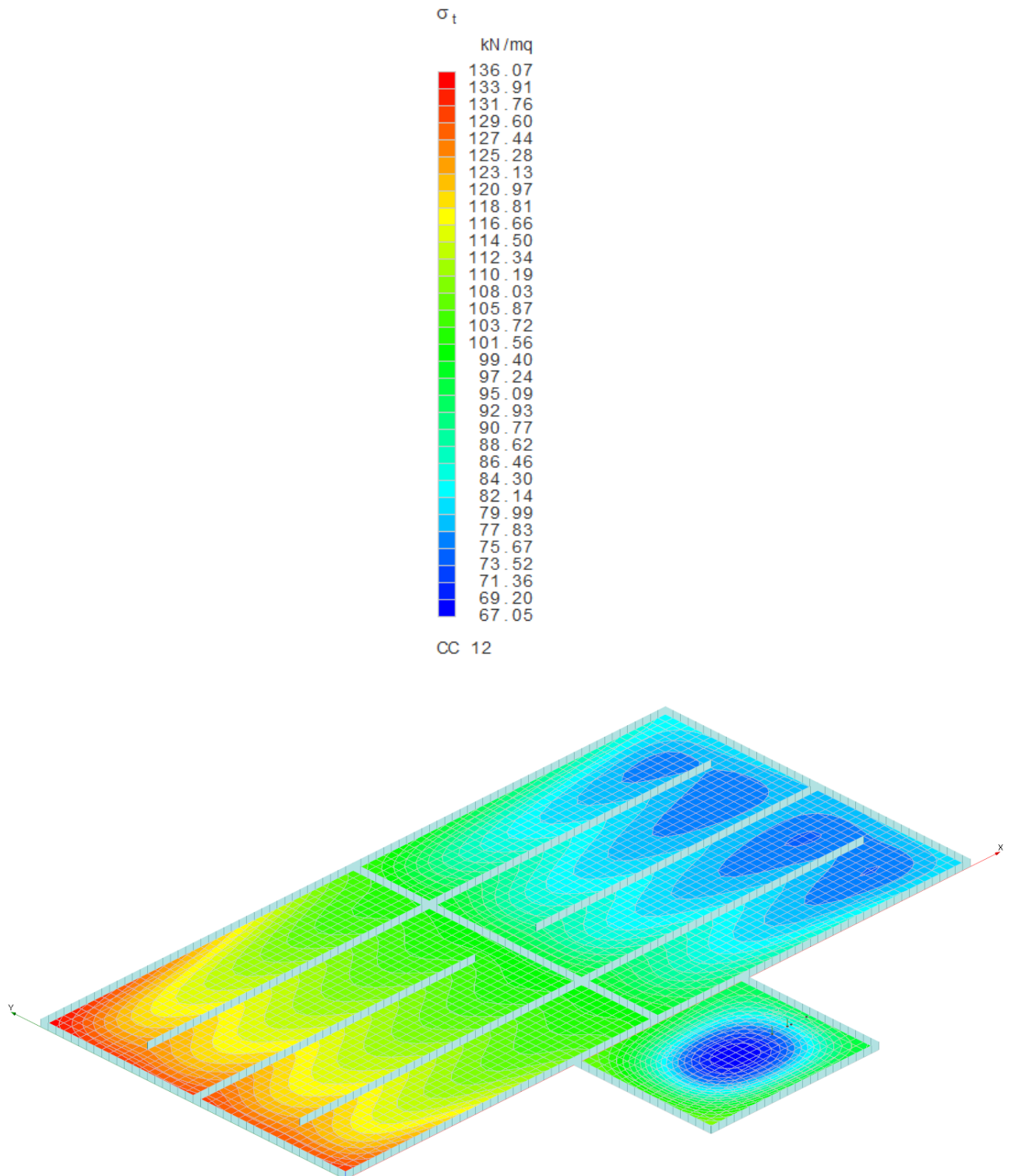


Figura 53 – Pressione in fondazione

Valore di progetto dell'azione:

$$E_d = 136 \text{ kN/m}^2 = 1,36 \text{ kg/cm}^2$$

Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 1177 \text{ kPa} = 11,77 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica a capacità portante:

$$E_d / R_d = 0,12 < 1 \quad (\text{VERIFICATO})$$

La verifica eseguita è soddisfatta.

2.11.2 VERIFICA DEI CEDIMENTI

Di seguito si riporta il calcolo dei cedimenti.

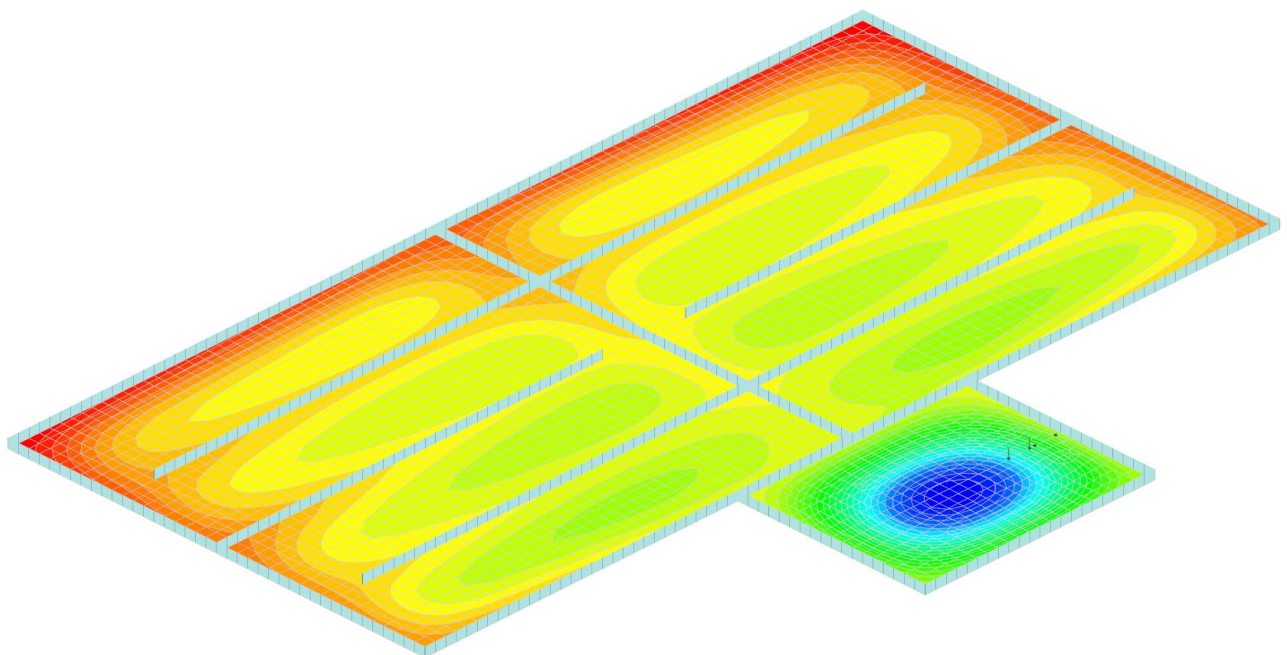
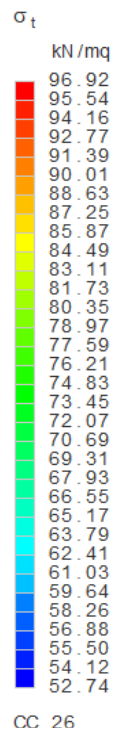
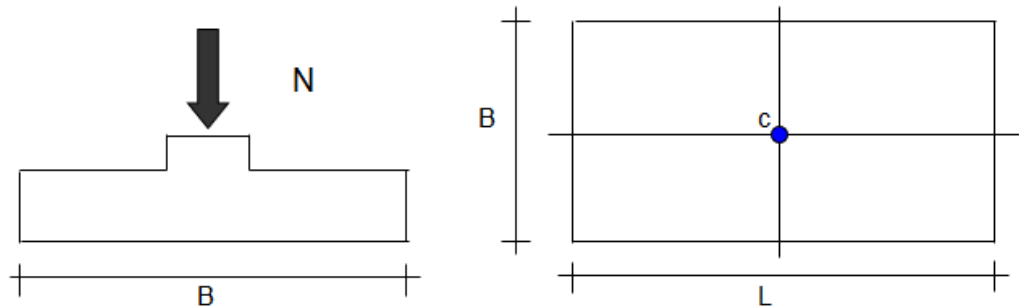


Figura 54 – Tensioni sul terreno SLER

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 1,00 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 1,00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 97 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 97,00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Suddividendo il terreno al di sotto della fondazione in strati di spessore Δz_i pari a un metro, nella tabella seguente è riportato il valore del cedimento per lo strato i -esimo δ_{zi} . Il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati.

$$\delta_{zj} = \sum \delta_{zi}$$

$$\delta_{tot} = \sum_j \delta_{zj}$$

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	v	δ_i	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0,00	1,0	1							31100	0,30		
1,00	1,0	1	0,71	0,71	0,87	53,01	-0,47	-0,47	31100	0,30	0,17	0,17
2,00	1,0	1	1,58	1,58	1,66	14,27	-0,62	-0,62	31100	0,30	0,05	0,22
3,00	1,0	1	2,55	2,55	2,60	5,76	-0,27	-0,27	31100	0,30	0,02	0,24
4,00	1,0	1	3,54	3,54	3,57	3,04	-0,15	-0,15	31100	0,30	0,01	0,25
5,00	1,0	2	4,53	4,53	4,56	1,86	-0,09	-0,09	42300	0,30	0,00	0,25
6,00	1,0	2	5,52	5,52	5,55	1,26	-0,06	-0,06	42300	0,30	0,00	0,26
7,00	1,0	2	6,52	6,52	6,54	0,90	-0,04	-0,04	42300	0,30	0,00	0,26
8,00	1,0	2	7,52	7,52	7,53	0,68	-0,03	-0,03	42300	0,30	0,00	0,26
9,00	1,0	2	8,51	8,51	8,53	0,53	-0,03	-0,03	42300	0,30	0,00	0,26
10,00	1,0	2	9,51	9,51	9,53	0,43	-0,02	-0,02	42300	0,30	0,00	0,26
11,00	1,0	2	10,51	10,51	10,52	0,35	-0,02	-0,02	42300	0,30	0,00	0,26
12,00	1,0	2	11,51	11,51	11,52	0,29	-0,01	-0,01	42300	0,30	0,00	0,26

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	v	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	TERRE DI RIPORTO	4,00	0,0	4,0	1,0	31100	0,30	0,25
2	SABBIE	8,00	4,0	12,0	1,0	42300	0,30	0,02

Il cedimento risulta pari a:

$$\delta_{ctot} = 0,27 \text{ cm}$$

2.11.3 VERIFICA A SOLLEVAMENTO

Con riferimento a quanto indicato nelle NTC 2018, si esegue la verifica a sollevamento della struttura.

Di seguito si riporta la geometria della struttura.

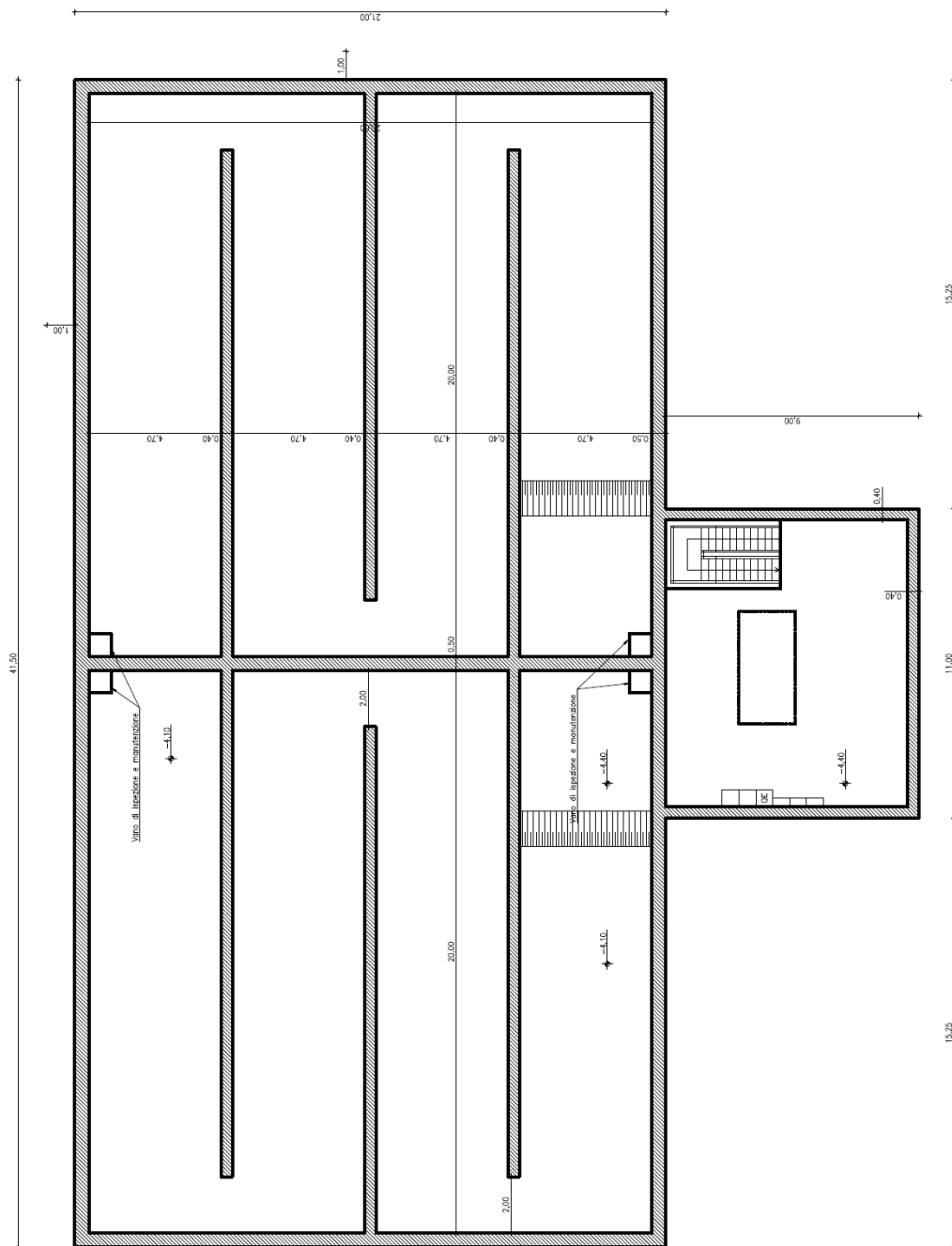


Figura 55 – Geometria struttura

La verifica risulta soddisfatta se l'azione instabilizzante V_{inst} , ossia la risultante delle pressioni idrauliche, risulta inferiore all'azione stabilizzante V_{st} , ovvero il peso della struttura.

Per la verifica a sollevamento si sono considerati i coefficienti parziali riportati nella tabella seguente.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Nelle tabelle successive è riportato il calcolo dell'azione instabilizzante V_{inst} e stabilizzante V_{st} .

GEOMETRIA VASCA

Pareti esterne dir. X

Altezza	3,60 m
Spessore	0,50 m
Lunghezza	41,00 m

Pareti esterne dir. Y

Altezza	3,60 m
Spessore	0,50 m
Lunghezza	20,50 m

Pareti interne dir. X

Altezza	3,60 m
Spessore	0,40 m
Lunghezza	36,00 m

Pareti interne dir. Y

Altezza	3,60 m
Spessore	0,50 m
Lunghezza	20,50 m

Soletta copertura

Lunghezza	41,50 m
Larghezza	21,00 m
Spessore	0,50 m

Platea

Lunghezza	41,50 m
Larghezza	21,00 m
Spessore	0,70 m

GEOMETRIA LOCALE POMPE

Pareti interrato dir. X

Altezza	4,90 m
Spessore	0,40 m
Lunghezza	11,00 m

Pareti interrato dir. Y

Altezza	4,90 m
Spessore	0,40 m
Lunghezza	8,60 m

Pareti fuori terra dir. X

Altezza	3,00 m
Spessore	0,30 m
Lunghezza	11,00 m

Pareti fuori terra dir. Y

Altezza	3,00 m
Spessore	0,30 m
Lunghezza	8,60 m

Soletta piano intermedio

Lunghezza	11,00 m
Larghezza	9,00 m
Spessore	0,30 m

Soletta copertura

Lunghezza	11,00 m
Larghezza	9,00 m
Spessore	0,30 m

Platea

Lunghezza	11,00 m
Larghezza	9,00 m
Spessore	0,70 m

AZIONI STABILIZZANTI V_{st}

Peso pareti esterne vasca	5535 kN
Peso pareti interne vasca	4810,5 kN
Peso soletta copertura vasca	10893,75 kN
Peso platea vasca	15251,25 kN
Peso vasca	36490,5 kN

Peso pareti interrato locale pompe	1381,8 kN
Peso pareti fuori terra locale pompe	634,5 kN
Peso soletta piano intermedio e copertura	1485 kN
Peso platea	1732,5 kN
Peso locale pompe	5233,8 kN

Peso totale	41724,3 kN
-------------	------------

AZIONI INSTABILIZZANTI V_{inst}

Altezza piano campagna	4,80 m
Altezza falda	1,70 m
Profondità falda da p.c.	3,10 m
Peso specifico acqua	10,00 kN/m ³
Sottospinta falda	30085,50 kN

VERIFICA

$1,1 \cdot P_{inst}$	33094,05 kN
$0,9 \cdot P_{st}$	37551,87 kN
FS	1,13

La verifica eseguita è soddisfatta.