



Comune

CALENDASCO

Provincia

PIACENZA

Titolo del progetto

Realizzazione nuovi pozzi a Calendasco

Livello di progettazione D-DEFINITIVO		Settore di business I1-ACQUEDOTTO	Disciplina STR-STRUTTURE
Numero RT-001	Titolo RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE		Scala
ID Progetto	Titolo sintetico (nome file di stampa)		Codifica WBS
2017PCIE0213	2017-D-I1-STR-RT-001-00		C1011-E022-61-0024-2

00	Dicembre 2022	Emissione progetto definitivo	V.A.	F.L. - F.A.	P.P.
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato

Redatto:



Ing. Valerio Assereto

Verificato:

Filippo Losi
Francesco Alberti

Ing. Filippo Losi - Ing. Francesco Alberti

Approvato:

Pietro Pedrazzoli

Ing. Pietro Pedrazzoli



Funzione Ingegneria e Realizzazioni

IRETI.S.p.A - Società con socio unico IREN S.p.A
Sottoposta a direzione e coordinamento di IREN S.p.A
Sede legale : Via Piacenza, 54 - 16138 Genova (GE)
cod.fisc n° 01791490343 e P.IVA n° IT 02863660359
pec:ireti@pec.ireti.it



alfa solutions

Alfa Solutions S.p.A.
V.le Ramazzini 39D
42124 Reggio Emilia (RE)



GEOINVEST s.r.l.
Geologia-Geofisica

Geoinvest s.r.l.
Via della Conciliazione 45/A
29100 Piacenza (PC)

Progettazione generale e SIA:
Responsabile: Ing. Matteo Cantagalli
Collaboratori: Arch. Marta Mangiarotti
Ing. Chiara Incerti, Ing. Luigi Settembrini,
Dott. Lorenzo Cervi, Arch. Simone Ruini,
Ing. Silvia Pantaleone

Progettazione pozzi e SIA:
Geol. Aldo Ambrogio
Geol. Davide Roverselli

Progettazione strutturale e geotecnica:
Ing. Valerio Assereto

PREMESSA

L'intervento in oggetto prevede la costruzione di un serbatoio acquedottistico all'interno del nuovo campo pozzi in Comune di Calendasco.

Esso è previsto dal POI 2020 – 2023 predisposto da ATERSIR ed approvato dal Consiglio locale di Piacenza in data 30/04/2020; il titolo del piano è 2017PCIE0213 - *Realizzazione nuovi pozzi a Calendasco*. Il presente documento è la relazione preliminare sulle strutture, comprensivo delle verifiche di calcolo strutturale, e deve essere visionato congiuntamente agli altri elaborati facenti parte del progetto definitivo.

1. COMMITTENTE

Il ruolo del committente dell'intervento è assolto dall'ingegner Paolo Torassa, C.F. TRSPLA67T20D969W, dirigente con delega della società IRETI S.p.A., con sede in Via Piacenza, 54 – 16138 Genova (GE), P. IVA 02863660359 / Codice Fiscale 01791490343.

2. ESTREMI DEL PROGETTISTA ARCHITETTONICO E DEL PROGETTISTA STRUTTURALE

Il progettista architettonico dell'intervento è l'ingegner Matteo Cantagalli, C.F. CNTMTT82H14H223Q, residente a Reggio Emilia (RE), CAP 42124, c/o Alfa Solutions, Viale Bernardino Ramazzini n°39/D, iscritto all'ordine professionale ingegneri della provincia di Reggio Emilia al n° 1921.

Il progettista strutturale dell'intervento è l'ingegner Valerio Assereto, C.F. SSRVRN75B09D969S, residente ad Arenzano (GE), CAP 16011, in Via Terralba n°20, interno G/3, iscritto all'ordine professionale ingegneri della provincia di Genova al n° 7936.

3. INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN CUI SORGERÀ L'OPERA

Come evidenzia l'immagine aerofotogrammetrica sotto riportata, il fabbricato oggetto della presente relazione sorgerà in via Cotrebbia Nuova, a sud della frazione omonima, con individuazione geografica sintetizzabile nel sistema WGS 84 (ED50) alle seguenti coordinate:

- Latitudine 45.06768 (45.068620);
- Longitudine 9.628855 (9.629897).



Figura 1: Inquadramento aerofotogrammetrico generale

L'area d'intervento è pianeggiante, ad una quota di circa 54 m s.l.m.; Il terreno è individuabile catastalmente al foglio 32, mappale 74 del Comune di Calendasco.

4. INDICAZIONE DI EVENTUALI DOCUMENTI TECNICI APPLICATIVI ADOTTATI AD INTEGRAZIONE DELLE VIGENTI NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Considerando la tipologia strutturale adottata, si ritiene di dover utilizzare la UNI EN 1998-4:2006 Eurocodice 8 - *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 4: Silos, serbatoi e condotte*, da adottare ad integrazione delle vigenti Norme tecniche sulle costruzioni (D.M. 17/01/2018) e relativa circolare applicativa.

5. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

L'opera oggetto di progettazione strutturale ricade interamente nel territorio comunale di CALENDASCO.

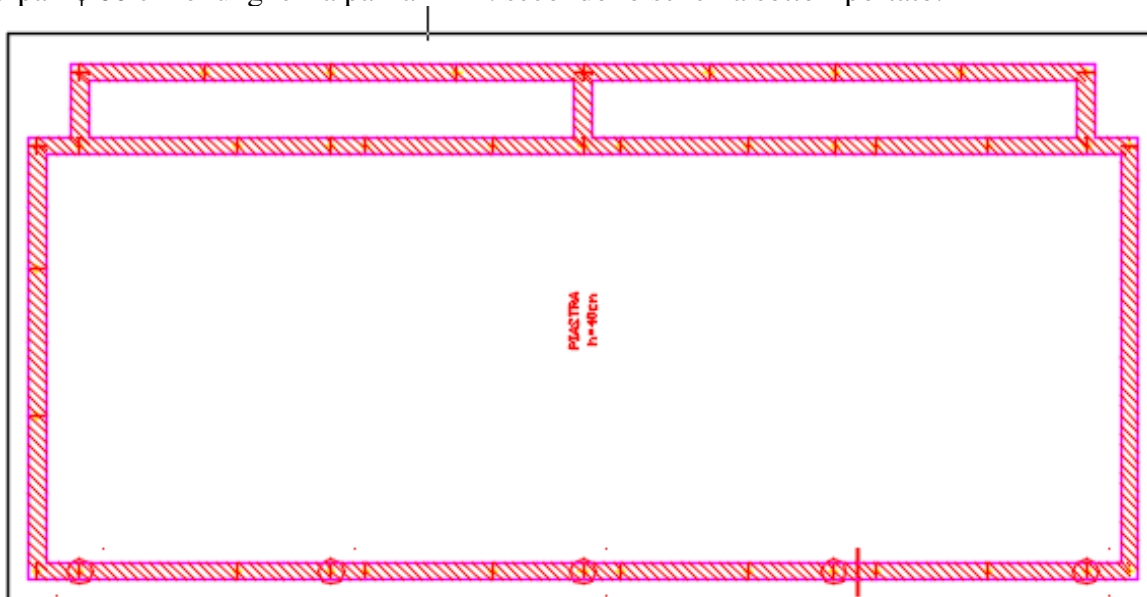
L'area di indagine è sita in Località La Buca del Comune di Calendasco lungo Via Cotrebba Nuova in sinistra orografica rispetto al Fiume Trebbia. In termini cartografici l'ubicazione rientra nella sezione 161122 della Carta Tecnica Regionale ad una quota media assoluta di circa 54.00 m s.l.m. Per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Geologo Dott. Davide Roverselli. Si precisa che i dati del terreno riportati nella relazione geologica e più specificatamente i moduli elastici, risultano essere anomali in quanto al di fuori dal range riportato in letteratura relativamente alla tipologia di terreno presente; tale circostanza rende le formule empiriche utilizzate per tarare il modello geologico del terreno poco attendibili e pertanto si consiglia, in fase di progetto esecutivo, di estendere le prove geologiche a prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno. I dati geologici ricavati in sito e utilizzati per redigere la verifica strutturale del manufatto sono diseguito riportati.

		DPSH1	DPSH2	DPSH3	CPTE	MODELLO
LIVELLO A	γ (t/m ³)	1.70	1.70	1.72	1.79	1.73 γ_k (t/m ³)
	ϕ (°)	20.4	20.4	22.2	21.1	21 ϕ_k (°)
	Dr (%)	11	11	14	26	13 Dr_k (%)
	Cu (kg/m ²)	0.18	0.18	0.32	0.36	0.36 Cu_k (kg/m ²)
	Ed (kg/cm ²)	6.7	6.7	11.7	35.2	35 Ed_k (kg/cm ²)
	Eu (kg/cm ²)				11	11 Eu_k (kg/cm ²)
	E (kg/cm ²)	11	11	9	17	17 E_k (kg/cm ²)
LIVELLO B	γ (t/m ³)	1.79	1.72	1.76	1.79	1.76 γ_k (t/m ³)
	ϕ (°)	24.4	24.3	24.2	24.6	24 ϕ_k (°)
	Dr (%)	19	19	19	26	19 Dr_k (%)
	Cu (kg/m ²)	0.55	0.54	0.53	0.95	0.95 Cu_k (kg/m ²)
	Ed (kg/cm ²)	20.1	19.8	19.4	47.2	47 Ed_k (kg/cm ²)
	Eu (kg/cm ²)				26	26 Eu_k (kg/cm ²)
	E (kg/cm ²)	30	29	28	43	43 E_k (kg/cm ²)
LIVELLO C	γ (t/m ³)	1.76	1.72	1.89	1.90	1.80 γ_k (t/m ³)
	ϕ (°)	33.1	31.1	27.5	23.4	29 ϕ_k (°)
	Dr (%)	45	39	28	9	37 Dr_k (%)
	Cu (kg/m ²)	2.05	1.61	0.98	0.76	1.60 Cu_k (kg/m ²)
	Ed (kg/cm ²)	75.3	59.1	36.0	48.4	48 Ed_k (kg/cm ²)
	Eu (kg/cm ²)				23	23 Eu_k (kg/cm ²)
	E (kg/cm ²)	131	103	63	45	45 E_k (kg/cm ²)
LIVELLO D	γ (t/m ³)	1.85	1.85	1.93	2.00	1.87 γ_k (t/m ³)
	ϕ (°)	34.6	34.4	42.7	45	35 ϕ_k (°)
	Dr (%)	50	50	71	82	57 Dr_k (%)
	E (kg/cm ²)	153	151	307	525	230 E_k (kg/cm ²)

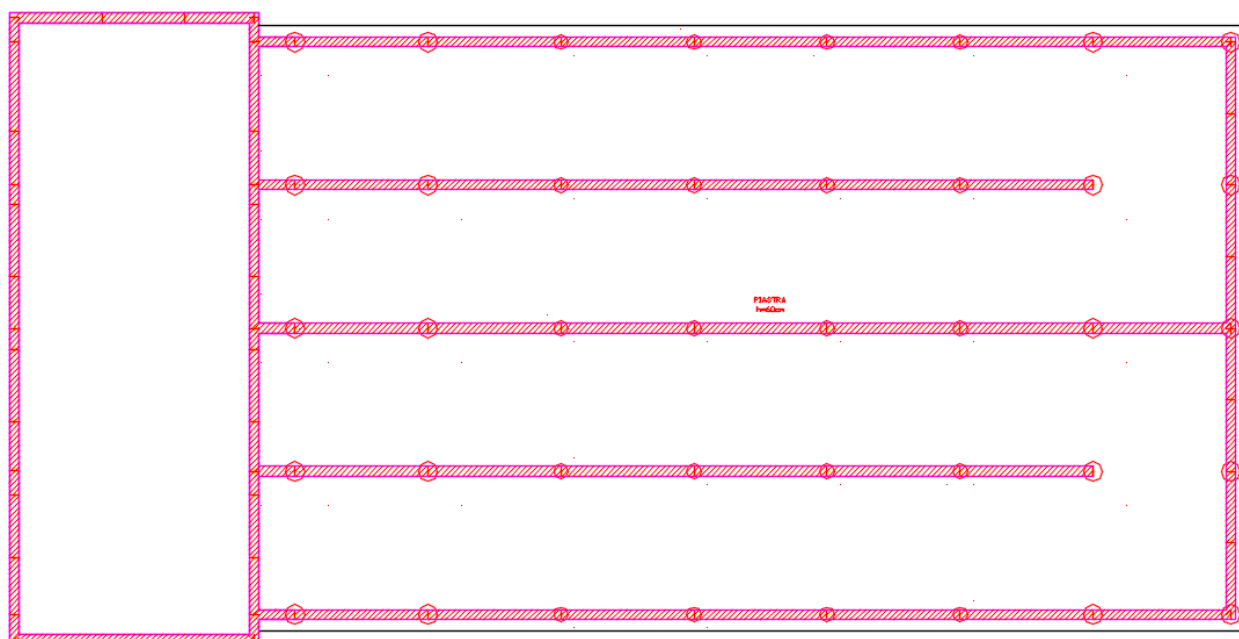
6. INDICAZIONI SUL SISTEMA DI FONDAZIONE ADOTTATO

La struttura oggetto della presente progettazione riguarda la realizzazione di un serbatoio acquedottistico con annessa camera di manovra. L'edificio ha un'estensione in pianta pari a 51.00 x 27.00 m e un'altezza massima fuori terra pari a 7.80 m; dal punto di vista fondazionale, la struttura è realizzata su due diversi livelli e più precisamente a - 2.47 m dal piano di campagna per il locale di manovra e a livello del piano campagna per i locali adibiti alle vasche.

Avendo lo strato di terreno superficiale scarse caratteristiche geotecniche, si è adottata una fondazione a platea supali di medio diametro, di due diverse dimensioni: n. 20 pali ϕ 80 cm e lunghezza pari a 15 m e n. 25 pali ϕ 60 cm e lunghezza pari a 12 m. secondo lo schema sotto riportato.



Per la fondazione del locale manovra si prevede una platea avente spessore pari a 40 cm che poggia su n. 5 pali ϕ 60 cm, lunghezza di 12 m e su n. 5 pali ϕ 80 cm e lunghezza di 13 m.



Per la fondazione delle vasche si prevede la realizzazione di una platea avente spessore pari a 60 cm e con n. 15 pali ϕ 80 cm, lunghezza di 15 m posti nelle zone laterali e n.20 pali ϕ 60 cm e lunghezza 12 m nella porzione centrale.

7. DESTINAZIONI D'USO PREVISTE PER LA COSTRUZIONE

L'intervento è rivolto alla costruzione di edificio avente funzione di serbatoio per l'accumulo di acqua potabile; si compone di due vasche coperte della capienza massima di 3000 m³ e di una camera di manovra ubicata in adiacenza alle medesime.

I carichi gravanti sulla struttura sono i seguenti:

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO										
Carico N.ro	Peso Strutture kg/mq	Perman. non strutturale kg/mq	Variabile kg/mq	Neve kg/mq	Destinazione d'uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Analisi Carichi N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	470	420	50	120	CopNeve<1k	0.5	0.2	0.0	S202	Copertura locale tecnico
2	0	15	4000	0	Categ. A	0.7	0.5	0.3		Platea locale serbatoio
3	420	435	50	120	CopNeve<1k	0.5	0.2	0.0	S201	Copertura vasca
4	0	500	500	0	Categ. B	0.7	0.5	0.3		Platea locale tecnico
5	0	420	400	0	Categ. B	0.7	0.5	0.3		Solaio impalcato
6	60	0	500	0	Categ. B	0.7	0.5	0.3		Grigliato locale tecnico

8. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO DELLA COSTRUZIONE

Il dimensionamento strutturale viene effettuato in conformità a quanto previsto dalle "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018. Si è ritenuto opportuno definire le ipotesi di progetto ai sensi della Delibera 1661 E.R. del 02/11/2009 pubblicata sul B.U.R.E.R.T. n.44 del 12/03/2010.

L'opera rientra nelle "Categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile"; in particolare è un'opera infrastrutturale classificata al punto A.2.3.1 - Strutture connesse con l'approvvigionamento, il deposito e la distribuzione dell'acqua potabile (es. impianti di potabilizzazione, dighe, serbatoi, ecc.).

Pertanto, la costruzione sarà da porre in CLASSE D'USO IV (punto 2.4.2 D.M. 17.01.2018), dove:

- Tipo di opera: infrastrutturale la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale;
- Vita nominale VN: 50 anni;
- Classe d'uso: classe IV;
- Classe di duttilità delle strutture metalliche e degli elementi di fondazione: (Strutture non dissipative);

9. TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA E MOTIVAZIONI DELLA SCELTA COMPIUTA

Gli interventi strutturali previsti sono individuati nell'elaborato grafico da intendersi allegato alla presente relazione e sono sinteticamente elencati nel seguito:

- Platea di fondazione su pali del locale manovra;
- Platea di fondazione su pali delle vasche serbatoio;
- Strutture in elevazione in c.a.;
- Struttura metallica solaio P.T./ballatoio locale manovra;
- Solai di copertura.

Per quanto attiene gli elementi di fondazione e gli elementi strutturali verticale si riportano i principali predimensionamenti condotti ai sensi dalla normativa vigente.

Segue una descrizione sintetica generale delle caratteristiche strutturali degli interventi qui in oggetto:

- fondazioni del tipo a platea su pali, così come riportato negli elaborati grafici allegati alla presente relazione;
- struttura sismo esistente a pareti in c.a. aventi spessore pari a 40 cm per i muri interni delle vasche e dei locali manovra e pari a 50 cm per i muri esterni delle vasche;
- solaio di copertura dei due locali realizzati in predalles rispettivamente da 4+20+6 cm per il locale vasche e da 4+32+4 per il locale manovra.

10. MATERIALI ADOTTATI

Tutti i materiali di nuova realizzazione sono scelti, in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e

durabilità, nell'ottica della compatibilità con il contesto esistente e con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell'opera strutturale al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati di nuova posa. Per la definizione della tipologia di degrado cui la struttura è soggetta è stata considerata la non aggressività dei terreni. La struttura ricade in classe di esposizione XC, in quanto le pareti del serbatoio sono soggette a cicli di asciutto/bagnato e XD per la potenziale presenza di cloro nelle acque potabili a seguito dei processi di trattamento. Entrando nel dettaglio degli elementi strutturali è stata fatta una distinzione tra le pareti verticali e le fondazioni.

CALCESTRUZZO PER SOTTOFONDAZIONI

C12/15 a prestazione garantita secondo UNI 206-1

Tipo di cemento: conforme alla Norma EN 197-1

Rapporto massimo acqua/cemento: 0.60 – acqua di impasto conforme alla Norma EN 1008

SLUMP: S4

Aggregati: normali conformi alla Norma UNI EN 12620 - $D_{max} = 32$ mm

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

C32/40 a prestazione garantita secondo UNI 206-1

Classe di esposizione: XC2 + XD2 secondo UNI 206-1

Copriferro nominale: 60 mm

Rapporto massimo acqua/cemento: 0.50 – acqua di impasto conforme alla Norma EN 1008

SLUMP: S5

Aggregati: normali conformi alla Norma UNI EN 12620 – $D_{max} = 32$ mm

CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Pareti vasca:

C32/40 a prestazione garantita secondo UNI 206-1

Classe di esposizione: XC4 + XD2 secondo UNI 206-1

Copriferro nominale: 60 mm

Rapporto massimo acqua/cemento: 0.50 – acqua di impasto conforme alla Norma EN 1008

SLUMP: S5

Aggregati: normali conformi alla Norma UNI EN 12620 - $D_{max} = 32$ mm

Pareti (non a contatto con serbatoio)

C32/40 a prestazione garantita secondo UNI 206-1

Classe di esposizione: XC4 secondo UNI 206-1

Copriferro nominale: 50 mm

Rapporto massimo acqua/cemento: 0.50 – acqua di impasto conforme alla Norma EN 1008

SLUMP: S5

Aggregati: normali conformi alla Norma UNI EN 12620 - $D_{max} = 32$ mm

CALCESTRUZZO PER SOLAI

Solaio vasca

C32/40 a prestazione garantita secondo UNI 206-1

Classe di esposizione: XC2 + XD2 secondo UNI 206-1

Copriferro nominale superiore: 30 mm

Copriferro nominale inferiore: 35 mm

Rapporto massimo acqua/cemento: 0.50 – acqua di impasto conforme alla Norma EN 1008

SLUMP: S4

Aggregati: normali conformi alla Norma UNI EN 12620 - $D_{max} = 32$ mm

Solaio locale tecnico

C32/40 a prestazione garantita secondo UNI 206-1

Classe di esposizione: XC1 secondo UNI 206-1

Copriferro nominale superiore: 30 mm

Copriferro nominale inferiore: 35 mm

Rapporto massimo acqua/cemento: 0.50 – acqua di impasto conforme alla Norma EN 1008

SLUMP: S4

Aggregati: normali conformi alla Norma UNI EN 12620 - $D_{max} = 32$ mm

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Acciaio B450C ai sensi del paragrafo 7.4.2.2 del D.M. 17/01/2018 caratterizzato dai seguenti valori nominali:

Tensione di snervamento nominale: $f_{ynom} = 450$ N/mm²

Tensione a carico massimo nominale $f_{tnom} = 540$ N/mm²

La tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{ynom}$ (frattile 5%)

La tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk} \geq f_{tnom}$ (frattile 5%)

$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$ (frattile 10%)

$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$ (frattile 10%)

Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$ (frattile 10%)

CARPENTERIE METALLICHE

Acciaio FeS275

La tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 275$ N/mm²

La tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk} = 430$ N/mm²

11. PARAMETRI CHE CONCORRONO ALL'INDIVIDUAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La categoria del suolo è tipo C “*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*”

La categoria topografica è tipo T1 “*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.*”

Le accelerazioni al suolo sono definite in base alle coordinate geografiche e sono riportate di seguito:

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	4
Categoria del Suolo	C
Categoria Topografica	1
Latitudine del sito oggetto di edificazione	45.06768
Longitudine del sito oggetto di edificazione	9.628855

12. ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Nel caso specifico vi sono elementi non strutturali che in caso di evento sismico potrebbero

compromettere la funzionalità del campo pozzi. Tali elementi sono inquadrabili nelle pompe idriche e nelle tubazioni di convoglio dell'acqua; pertanto, le pompe dovranno avere supporti di ancoraggio certificati e verificati all'azione sismica e le tubazioni dei giunti collocati nella zona di transito verso la parte esterna atti ad assorbire le deformazioni indotte dai movimenti causati dall'evento sismico.

13. REGOLARITÀ IN PIANTA E IN ELEVAZIONE

La struttura risulta essere **regolare in pianta** in quanto rispetta i parametri indicati al punto 7.2.1 del D.M. 17/01/2018.

Nello specifico:

- 1) pianta compatta e distribuzione simmetrica di massa e rigidezza sia rispetto all'asse x che rispetto all'asse y;
- 2) Il rapporto tra i lati del rettangolo ad ogni orizzontamento e inferiore a 4;
- 3) Ogni impalcato risulta essere sufficientemente rigido nel suo piano da poter trasmettere l'azione sismica in modo proporzionale alla rigidezza degli elementi verticali.

La struttura risulta essere **regolare in altezza** in quanto in quanto rispetta i parametri indicati al punto 7.2.1 del D.M. 17/01/2018.

Nello specifico:

- 4) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- 5) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%)
- 6) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti

L'orizzontamento sismo-resistente risulta essere unico.

14. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ANALISI SVOLTA

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M 17/01/2018 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;

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

REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 17/01/2018)

UNI ENV 1992-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1995-1 - Costruzioni in legno

UNI EN 1998-1 - Azioni sismiche e regole sulle costruzioni UNI EN 1998-5 - Fondazioni ed opere di sostegno

MISURA DELLA SICUREZZA

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

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la

loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo. Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

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

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

In particolare, si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare, di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni;
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (S.L.D.) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani;

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

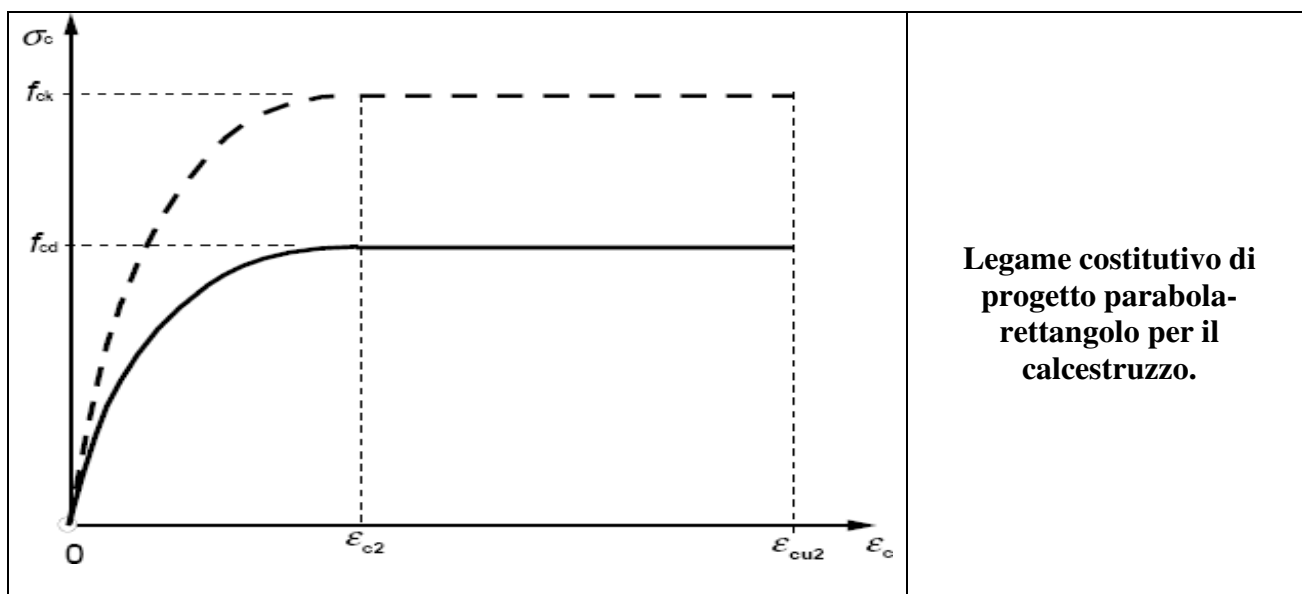
MODELLI DI CALCOLO

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

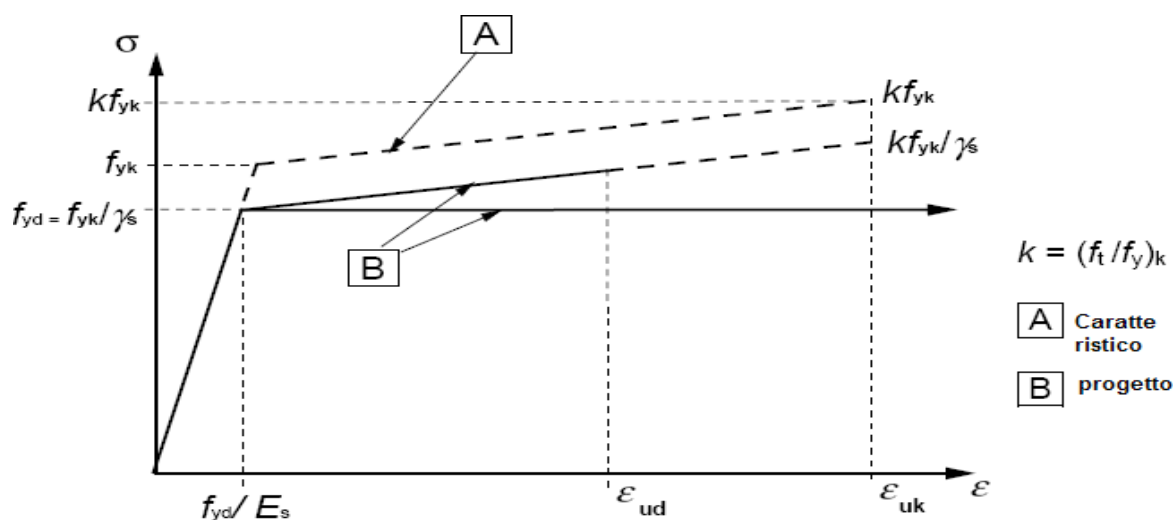
Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 17/01/18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019,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

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

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:



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



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

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4;

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

15. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

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

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

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

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

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

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

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

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

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO										
Carico N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. non strut kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Analisi Carichi N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	470	420	50	120	CopNeve<1k	0.5	0.2	0.0	S202	Copertura locale tecnico
2	0	15	4000	0	Categ. A	0.7	0.5	0.3	S201	Platea locale serbatoio
3	420	435	50	120	CopNeve<1k	0.5	0.2	0.0		Copertura vasca
4	0	500	500	0	Categ. B	0.7	0.5	0.3		Platea locale tecnico
5	0	420	400	0	Categ. B	0.7	0.5	0.3		Solaio impalcato
6	60	0	500	0	Categ. B	0.7	0.5	0.3		Grigliato locale tecnico

AZIONE SISMICA

Ai fini del calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto riportato dall'eurocodice 8 parte quarta del quale si riporta uno stralcio

EUROCODICE 8 – PARTE 4 (estratto)

A.3.2.1 Procedimento semplificato per serbatoi cilindrici a base fissa (Malhotra, 1997) [8]

Modello: gli effetti idrodinamici in un serbatoio sono valutati con la sovrapposizione di queste due componenti: (1) La componente impulsiva, che rappresenta l'azione del fluido vicino alla base del serbatoio che si muove rigidamente con la parete flessibile del serbatoio; e (2) la componente convettiva, che rappresenta l'azione del liquido sottoposto ad un moto di sbattimento vicino alla superficie libera. In questa analisi, il sistema serbatoio-liquido è modellato da due sistemi ad un grado di libertà, uno corrispondente all'azione impulsiva e l'altro alla componente convettiva. Le risposte impulsiva e convettiva sono combinate prendendo in considerazione la loro somma numerica piuttosto che il valore ottenuto dalla radice della media dei quadrati.

Periodi naturali:

I periodi naturali delle risposte convettive ed impulsive, in secondi, sono:

dove H = altezza di progetto del fluido, R = raggio del serbatoio, s = spessore equivalente uniforme della parete del serbatoio, ρ = densità di massa del liquido ed E = modulo di elasticità del materiale del serbatoio. I coefficienti C_i e C_c sono ottenuti nel prospetto A.1. Il coefficiente C_i è adimensionale, mentre C_c è espresso in $s/m^{1/2}$; sostituendo R in metri nell'equazione [A.36], pertanto, si ottiene il valore corretto del periodo convettivo. Per serbatoi con spessore di parete non uniforme, s può essere calcolato prendendo una media pesata sull'altezza bagnata della parete del serbatoio, assegnando il peso più alto allo spessore vicino alla base del serbatoio dove la deformazione è massima.

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}}$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R}$$

Masse impulsive e convettive:

Le masse impulsive e convettive m_i e m_c sono date nel prospetto A.1 come frazioni della massa liquida totale m .

H/R	C_i	C_c	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h_i'/H	h_c'/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Prospetto A.1

Risposta sismica

Taglio alla base: Il taglio totale alla base è:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_a(T_{imp}) + m_c S_a(T_{con})$$

dove m_w = la massa della copertura del serbatoio; m_r = la massa della copertura del serbatoio; $S_a(T_{imp})$ = accelerazione spettrale impulsiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 2% per serbatoi di acciaio o calcestruzzo precompresso ed uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% per serbatoi di calcestruzzo; $S_a(T_{con})$ = accelerazione spettrale convettiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico smorzato dello 0,5%.

Momento ribaltante sulla piastra di base: Il momento ribaltante sulla piastra di base, in combinazione con la comune teoria delle travi, fornisce lo sforzo assiale alla base della parete del serbatoio. Il momento ribaltante netto immediatamente al di sopra della piastra di base è:

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_a(T_{imp}) + m_c h_c S_a(T_{con})$$

dove h_i e h_c sono le altezze del baricentro delle pressioni idrodinamiche impulsiva e convettiva della parete; i loro valori sono ottenuti dal prospetto A.1; h_w e h_r sono le altezze dei centri di gravità della parete e tetto del serbatoio, rispettivamente.

Momento ribaltante sotto la piastra di base: Il momento ribaltante immediatamente al di sotto della piastra di base tiene conto della pressione idrodinamica sia sulla parete del serbatoio che sulla piastra di base. È dato da:

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r) S_a(T_{imp}) + m_c h'_c S_a(T_{con})$$

dove le altezze h'_i e h'_c sono ottenute dal prospetto A.1. Se il serbatoio è appoggiato su di una fondazione ad anello, il momento M deve essere utilizzato per progettare la parete del serbatoio, gli ancoraggi di base e la fondazione. Se il serbatoio è sostenuto da una piastra di fondazione, il momento M deve essere usato per progettare la parete del serbatoio e gli ancoraggi, mentre deve essere usato per progettare la fondazione.

AZIONI DOVUTE AL VENTO

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

AZIONI DOVUTE ALLA SPINTA DELLE TERRE

La spinta delle terre sui setti è calcolata, se attivata la sola condizione statica, utilizzando un principio

di spinta a riposo, ottenuto riducendo del 40% i valori degli angoli di attrito del terreno ed applicando la formula di Muller-Breslau. Se viene attivata la spinta sismica invece si adotta il criterio di spinta attiva, utilizzando la formulazione di Coulomb.

NEVE

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

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

in cui si ha:

q_s = carico neve sulla copertura;

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

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr. §3.4.2) delle N.T.C. 2018 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3); C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

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

COMBINAZIONI DI CALCOLO

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

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica
- E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

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

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

TOLLERANZE

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

La tolleranza di esecuzione relativa al copriferro è pari a $\Delta c_{dev} = 5$ mm (EC2 4.4.1.3)

Per dimensioni ≤ 150 mm ± 5 mm

Per dimensioni = 400 mm ± 15 mm Per dimensioni ≥ 2500 mm ± 30 mm

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

DURABILITÀ

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

Inoltre, per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga

adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

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

D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni.

PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

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

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

Relazione Generale
Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 0	NON PRESENTI
Travi c.a. Elevazione	0 su 19	VERIFICATO
Pilastrini in c.a.	0 su 3	VERIFICATO
Shell in c.a.	0 su 11	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 3	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 39	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 0	NON PRESENTI
Pali/Micropali (Plinti)	0 su 0	NON PRESENTI
Micropali (Travi/Piastre)	0 su 0 Tipologie	NON PRESENTI

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE

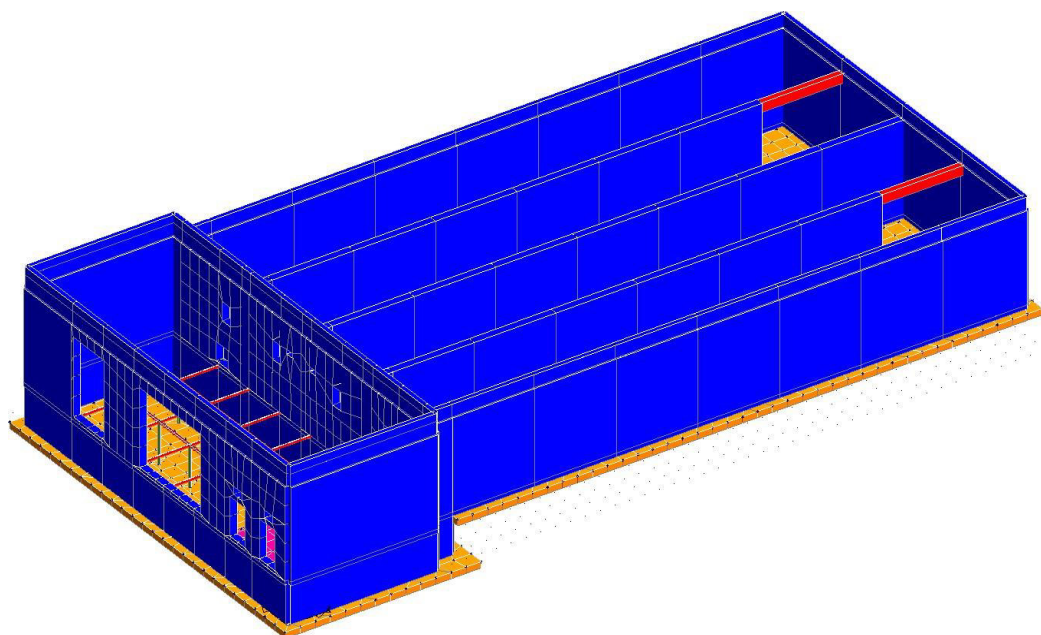
Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 0	NON PRESENTI
Travi c.a. Elevazione	0 su 19	VERIFICATO
Pilastrini in c.a.	0 su 3	VERIFICATO
Shell in c.a.	0 su 11	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 3	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 39	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 0	NON PRESENTI
Pali	0 su 0	NON PRESENTI

Tabellina riassuntiva della portanza

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cm ²)	1.18	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1.04	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	8.5	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	1.81	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	1.18	
Cedimento Residuo Massimo (cm)	NON CALCOLATO	

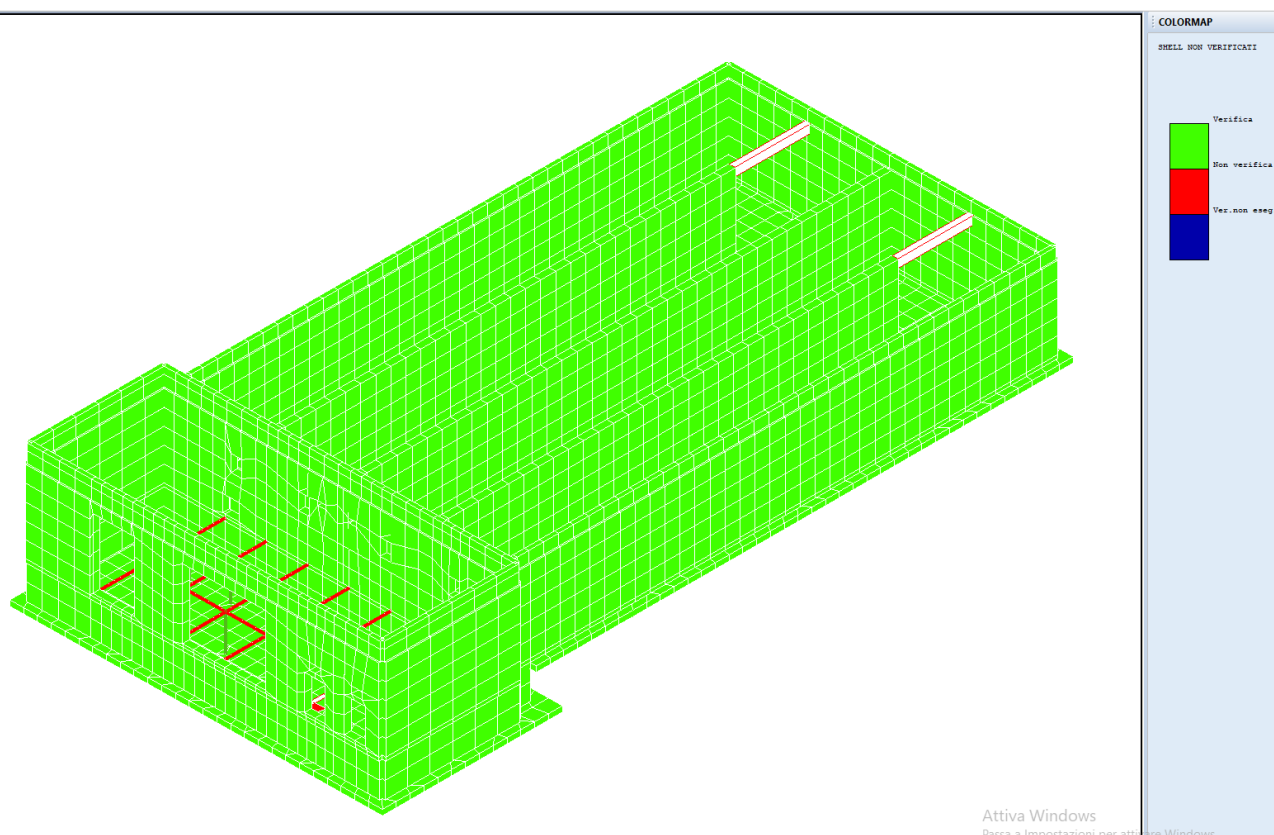
Relazione Generale: grafici

Figura 2 - MODELLO 3D STRUTTURA



L'immagine in Figura 2 rappresenta il modello 3D dell'edificio.

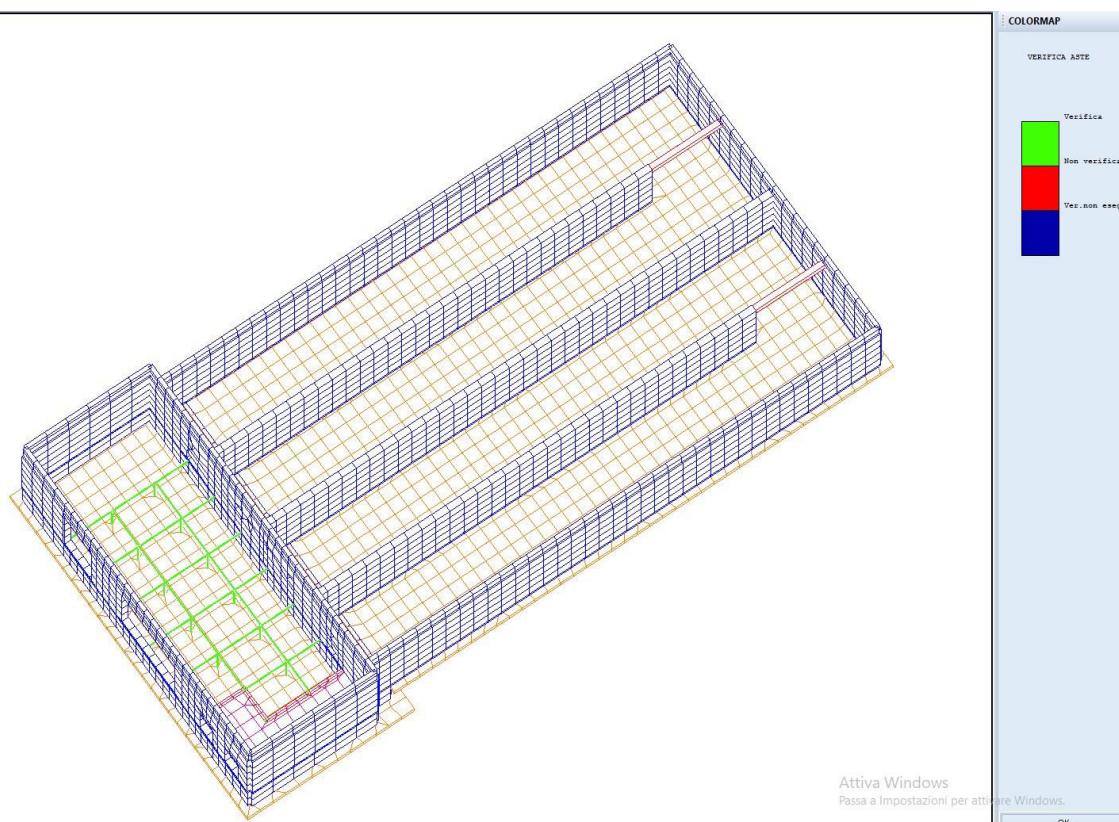
Figura 3 - VERIFICA PLATEA E SETTI



La Figura 3 evidenzia che tutti gli elementi shell, generati dalla meshatura del modello che è stata elaborata con software ad elementi finiti, sono verificati per le condizioni di carico definite dalla

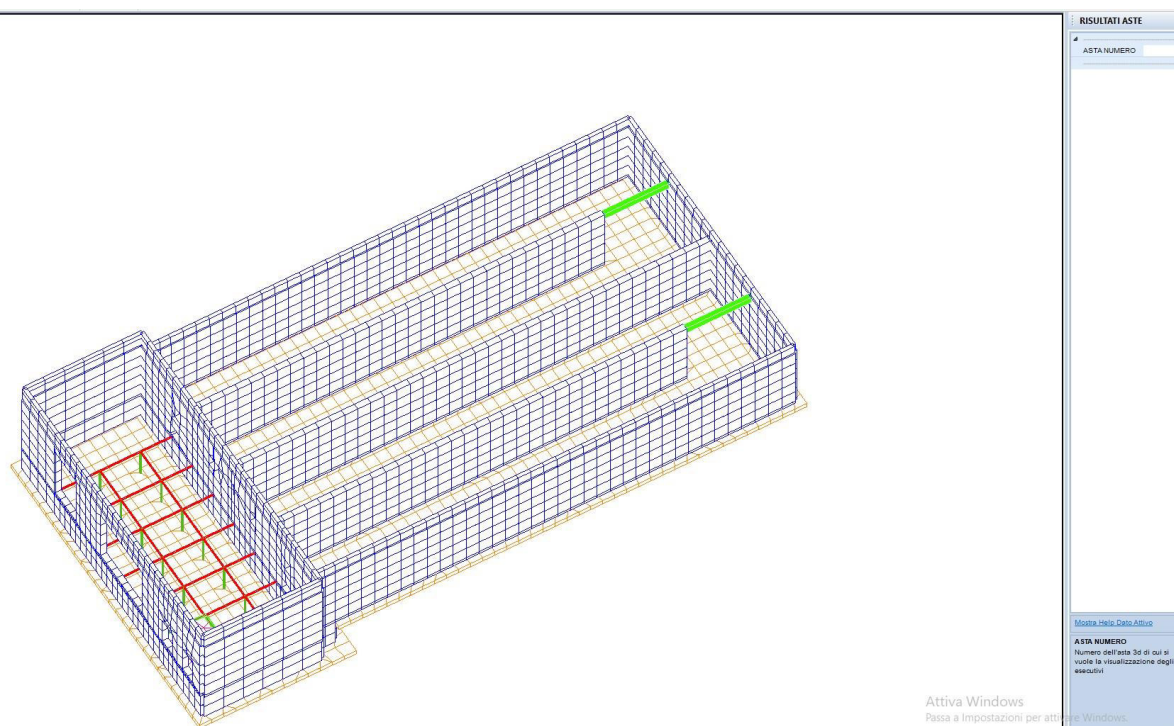
normativa vigente. Nella medesima figura, sono evidenziati in rosso gli elementi che non sono oggetto di verifica.

Figura 4 - VERIFICA ASTE SOPPALCO IN ACCIAIO



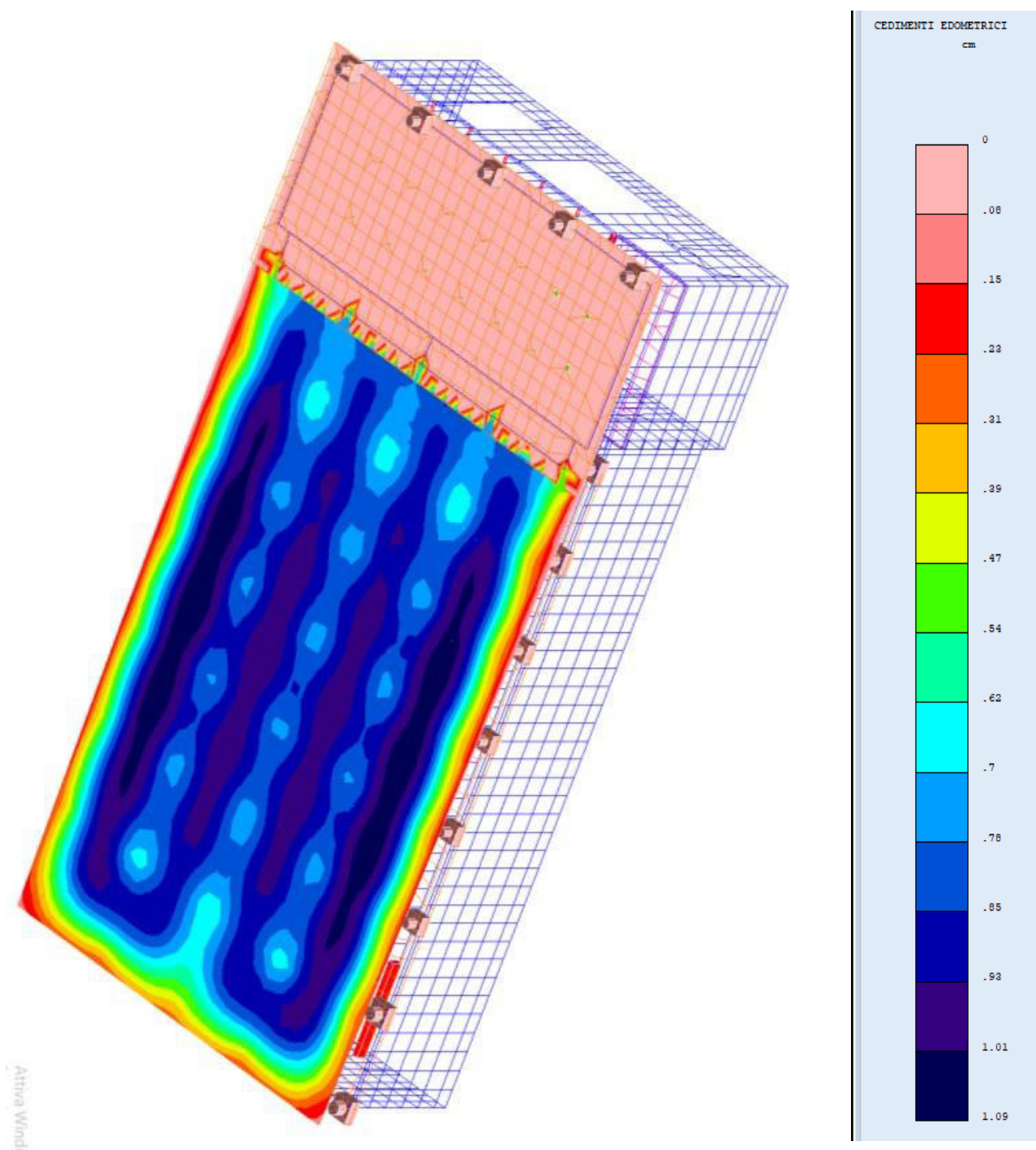
La Figura 4 evidenzia che gli elementi aste in acciaio (pilastri e travi del soppalco) sono verificate per le condizioni di carico definite dalla normativa vigente. Nella medesima figura, sono evidenziati in rosso gli elementi che non sono oggetto di verifica.

Figura 5 - VERIFICA ASTE IN C.A.



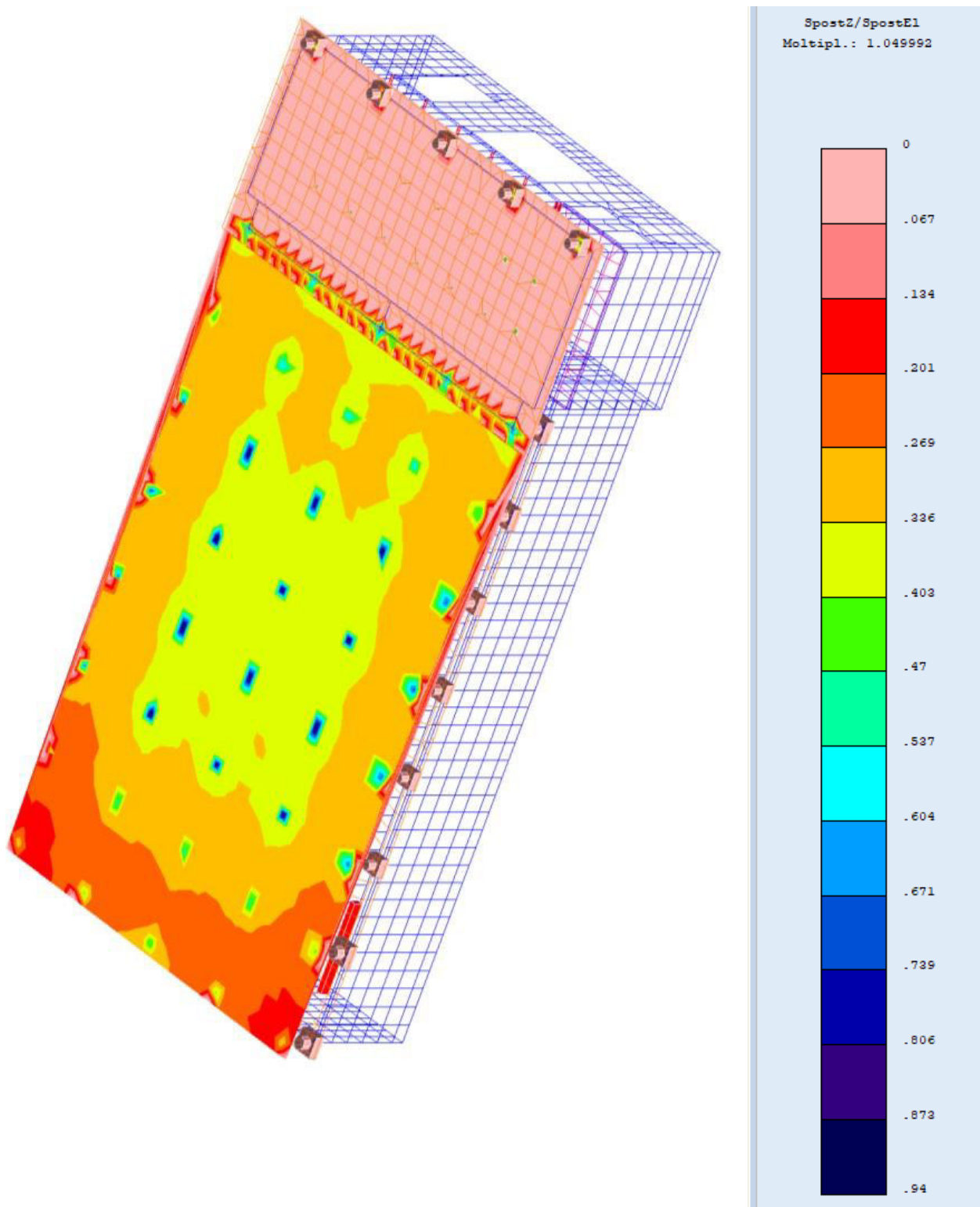
La Figura 5 evidenzia che gli elementi aste in c.a. (travi del soppalco) sono verificate per le condizioni di carico definite dalla normativa vigente.

Figura 6 - CEDIMENTI A LUNGO TERMINE



Dalla Figura 3 si evince che il cedimento massimo a lungo termine è pari a 1,09 cm e, pertanto, è compatibile con gli utilizzi previsti per l'edificio.

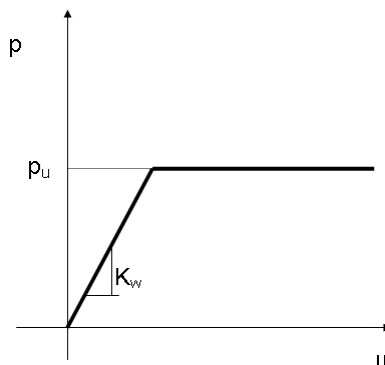
Figura 7 - VERIFICA CAPACITA' PORTANTE



Dalla Figura 7 si evince che il rapporto tra il carico massimo al quale risulta essere soggetta la fondazione, dovuto alla combinazione più gravosa e la capacità portante del terreno, è pari a 0,94 e pertanto la verifica è soddisfatta.

In particolare, gli elementi strutturali sono stati modellati in campo elastico lineare mentre il terreno è stato modellato come un letto di molle non lineari e non reagenti a trazione il cui legame costitutivo, per

una area di impronta unitaria, è rappresentato dal diagramma seguente:



Il legame di tipo elastoplastico reagente a sola compressione è stato ottenuto utilizzando, come rigidezza all'origine, la costante di Winkler del terreno e come resistenza il valore della capacità portante ultima calcolata con le normali teorie di Brinch-Hansen e Vesic. Il modello così ottenuto è in grado di tenere in conto dell'eterogeneità del terreno in maniera puntuale.

A questo punto è stata condotta un'analisi non lineare a controllo di forza incrementando le azioni agenti fino ad ottenere il collasso della fondazione.

Al fine di verificare la compatibilità delle deformazioni del terreno, che in campo plastico possono diventare molto elevate, con la effettiva capacità di redistribuzione della fondazione, durante l'analisi, è stata limitata la rotazione tra i vari punti della stessa. Il raggiungimento di una prefissata rotazione ultima individua il criterio per la determinazione del moltiplicatore di collasso.