

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:







IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n°A844

Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. E.Loffredo
 Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli



PROTOCOLLO

DATA

12.TOMBINI
12.01 TOMBINI

Relazione di calcolo tombini DN 1000

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00TM00STRRE02B		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00TM00STRRE02	B	
B	Rev. A seguito istr. ANAS		Sett. 2023	F.Macchioni	V.Rotisciani N.Granieri
A	Emissione		Ago 2023	F.Macchioni	V.Rotisciani N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	GEOMETRIA DELL'OPERA	4
4	MATERIALI IMPIEGATI	5
4.1	CALCESTRUZZO	5
4.1.1	Scelta della classe di esposizione	6
4.1.2	Copriferri	6
4.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	7
5	CARATTERISTICHE DEI TERRENI	8
5.1	TERRENI DI RINFIANCO	8
5.2	TERRENO DI FONDAZIONE	9
6	CRITERI DI CALCOLO	9
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO	9
6.1.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	9
6.1.2	Affidabilità dei codici utilizzati	9
6.1.3	Modalità di presentazione dei risultati	10
6.1.4	Convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione	10
6.2	MODELLAZIONE	13
6.3	VERIFICHE SLU	14
6.3.1	Verifiche a pressoflessione	14
6.3.2	Verifiche a taglio	14
6.4	VERIFICHE SLE	16
7	POZZETTO IN C.A.	17
7.1	ANALISI DEI CARICHI	17
7.1.1	Copertura pozzetto	17
7.1.2	Platea pozzetto	17
7.1.3	Azione della temperatura	17
7.1.4	Spinta del terreno sulle pareti del pozzetto	18
7.1.5	Criteri di calcolo delle azioni sismiche	20
7.1.5.1	Requisiti di regolarità in elevazione	22
7.1.5.2	Spettri di risposta	23
7.2	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	25
7.2.1	Condizioni di carico	25
7.2.2	Combinazioni di carico	26
7.3	MODELLAZIONE: INPUT	29
7.3.1	Rappresentazione grafica modello input	34
7.4	MODELLAZIONE: OUTPUT	39
7.4.1	Schemi grafici dei risultati dei calcoli	39
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI	44
7.5.1	Verifiche pareti	44
7.5.2	Verifiche Platea di fondazione	50
7.6	VERIFICHE GEOTECNICHE	51

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

7.6.1	Valutazione della costante di sottofondo.....	51
7.6.2	Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione.....	52
8	DIMENSIONAMENTO TUBO CIRCOLARE	55
9	MANUFATTO DI IMBOCCO	58
9.1	GEOMETRIA DELL'OPERA	58
9.2	ANALISI DEI CARICHI	58
9.2.1	Parapetto.....	58
9.2.2	Azione della temperatura	59
9.2.3	Spinta del terreno sulle pareti	59
9.2.4	Criteri di calcolo delle azioni sismiche	61
9.2.4.1	Spettri di risposta	63
9.3	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	65
9.3.1	Condizioni di carico	65
9.3.2	Combinazioni di carico	66
9.4	MODELLAZIONE: INPUT	69
9.4.1	Rappresentazione grafica modello input.....	75
9.5	MODELLAZIONE: OUTPUT.....	79
9.5.1	Schemi grafici dei risultati dei calcoli.....	79
9.6	VERIFICHE STRUTTURALI	83
9.6.1	Verifiche pareti.....	83
9.6.2	Verifiche Platea di fondazione	88
9.7	VERIFICHE GEOTECNICHE	90
9.7.1	Valutazione della costante di sottofondo.....	90
9.7.2	Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione.....	90

1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli di verifica delle opere strutturali relative ai tombini circolari DN1000 da realizzarsi nell'ambito del progetto del I° Stralcio Baiano-Firenzuola della Strada delle Tre Valli Umbre nel tratto Eggi-Acquasparta.

I tombini DN1000 previsti sono individuati con le denominazioni: TM09, TM10, TM11. Essi sono caratterizzati da tombini interrati circolari costituiti da elementi prefabbricati in c.a.v. poggianti su un sottofondo in c.a., con alle estremità dei pozzetti retangolari in c.a. gettato in opera di dimensioni interne 1.50x2.75 m, con pareti di spessore pari a 30 cm ed altezze variabili.

Oltre ai pozzetti, il tombino TM09 presenta anche un manufatto di imbocco in c.a. gettato in opera di dimensioni in pianta 6.80x2.30 ed altezza di 2.30m.

Pertanto la presente relazione di calcolo prende in considerazione le analisi e verifiche dei manufatti gettati in opera, ed il dimensionamento per quanto riguarda gli elementi prefabbricati, rimandando alle specifiche del prefabbricatore per il dettaglio delle verifiche strutturali.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative e in particolare alle seguenti norme e circolari:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- O.P.C.M. n° 3274 del 20.03.2003 e successive modifiche: "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione del territorio sismico nazionale"
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare M.LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018".

- UNI EN1990 Eurocode : Basis of structural design
- UNI EN1991 Eurocode 1: Actions on structures
- UNI EN1992 Eurocode 2: Design of concrete structures
- UNI EN1997 Eurocode 7: Geotechnical design
- UNI EN1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
- UNI 11104/2016 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

3 GEOMETRIA DELL'OPERA

I tombini circolari sono realizzati tramite moduli prefabbricati in cemento armato a compressione radiale (vedi figura di seguito) in calcestruzzo con classe di resistenza 135 kN/m^2 , e presenta diametro interno DN1000 e spessore di 80 mm.

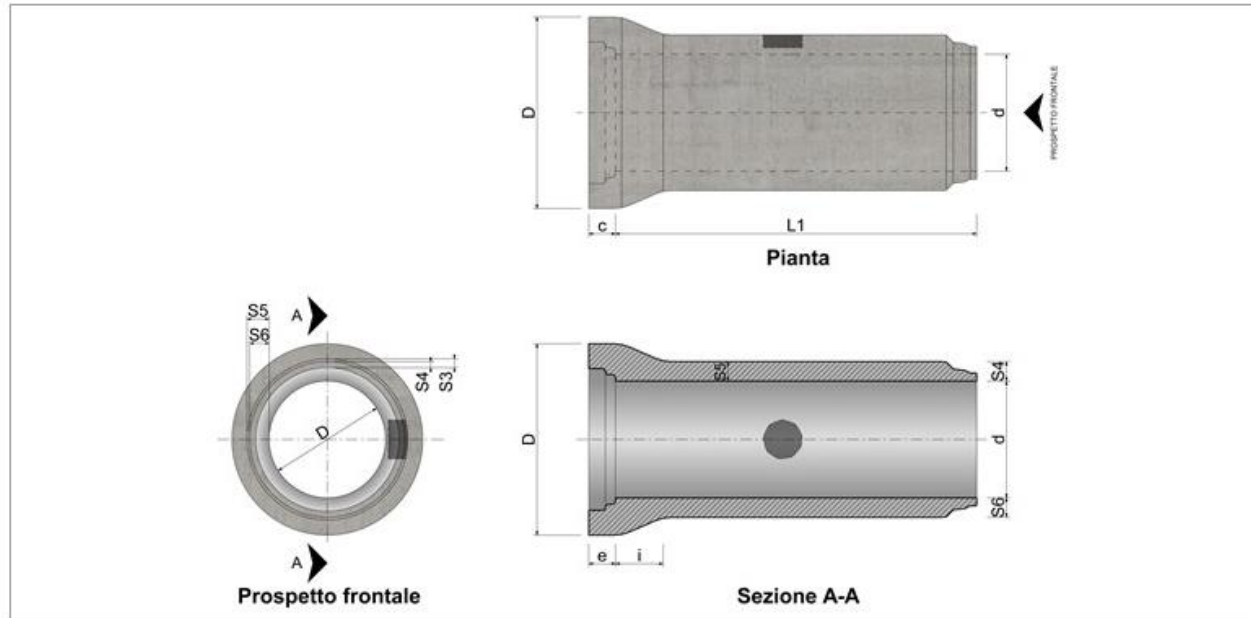


Figura 1 - Dimensioni caratteristiche del manufatto

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

I tombini idraulici relativi prevedono alle estremità pozzetti rettangolari in c.a. gettato in opera di dimensioni interne 1.50x2.75 m ed altezze esterne variabili tra circa un minimo di 2.10 m ed un massimo di 2.60 m.

I pozzetti risultano interrati e presentano pareti e fondazione di spessore pari a 30 cm, mentre la copertura è costituita da un grigliato tipo keller in acciaio zincato.

Ai fini dei calcoli viene analizzato il pozzetto di altezza maggiore, pari a 2.60 m (TM11), i cui risultati sono estendibili agli altri di altezza inferiore.

Oltre ai pozzetti, nel TM09 è presente un manufatto di imbocco in c.a. gettato in opera di dimensioni in pianta 6.80x2.30 ed altezza di 2.30m, costituito da n.3 pareti, di cui due di altezza variabile, ed una platea di spessore pari a 30 cm.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

4 MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo di classe C12/15 (R_{ck} 15 N/mm²) per sottofondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 (R_{ck} 40 N/mm²) per fondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 (R_{ck} 40 N/mm²) per elevazione.
- Acciaio B450C per armature metalliche.

4.1 Calcestruzzo

<i>CLASSE CONGLOMERATO</i>	C32/40	
<i>Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni</i> R_{ck}	40	[N/mm ²]
<i>Classe di esposizione</i>	XC4+XA2	
<i>Classe di consistenza</i>	S4	
<i>Rapporto a/c</i>	0.50	

Dosaggio cemento		340	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		30	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3.10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.45	[N/mm ²]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	[N/mm ²]

4.1.1 Scelta della classe di esposizione

Per quanto riguarda la classe di esposizione, si precisa che le strutture di fondazione ed in elevazione risultano interrate ed esposte ad attacco chimico derivante dal terreno o delle acque di invaso, trattandosi di opere che entrano in contatto con acque provenienti dalla piattaforma stradale, caratterizzate da agenti chimici scarsamente o moderatamente aggressivi.

Pertanto si impiega sia per le strutture di fondazione che in elevazione **la Classe di Esposizione XA2** - Calcestruzzo esposto a terreno naturale ed acqua del terreno con caratteristiche chimiche moderatamente aggressive.

4.1.2 Copriferrì

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrò) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti) o monodimensionale (travi, pilastri).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV Copriferrì minimi in mm

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per le strutture in esame sono previsti i seguenti valori di copriferro per ciascuna tipologia di calcestruzzo impiegato:

PLATEA DI FONDAZIONE

Ambiente aggressivo - elementi a piastra - C_{min} < C < C_o

copriferro minimo: 30+10 mm = **40 mm**

PARETI

Ambiente ordinario - altri elementi (pareti) - C_{min} < C < C_o:

copriferro minimo: 35+10 mm = **45 mm**

Si impiega pertanto un **copriferro netto per le strutture di fondazione ed in elevazione a contatto con acque moderatamente aggressive pari a 50 mm.**

4.2 Acciaio da cemento armato

TIPO DI ACCIAIO

B450C

Resistenza caratteristica a rottura

f_{tk}

540

[N/mm²]

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

<i>Resistenza caratteristica a snervamento</i>	f_{yk}	450	[N/mm ²]
<i>Modulo elastico</i>	E_s	210000	[N/mm ²]
<i>Resistenza di calcolo</i>	$f_{yd} = f_{yk}/1.15$	391.3	[N/mm ²]

5 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

La campagna di indagini effettuata ha permesso il riconoscimento dei litotipi, la successione stratigrafica e la caratterizzazione meccanica dei terreni lungo tutto lo sviluppo del tracciato di progetto. I risultati di dette indagini sono descritti nella relazione geotecnica e sul profilo geotecnico, ai quali si rimanda per ulteriori approfondimenti.

I tombini sono dislocati lungo il tracciato stradale, tuttavia si riportano le unità geotecniche riscontrate per la maggior parte dei tombini ed utilizzate, quindi, nelle verifiche geotecniche.

In accordo con i profili geotecnici, si ha:

- Rilevato stradale;
- Unità geotecnica All: alluvioni recenti e attuali, costituite essenzialmente da sabbie e ghiaie, frammisti a limi sabbioso-argillosi.

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

5.1 Terreni di rinfiacco

Per le spinte a tergo delle pareti controterra si impiegano le caratteristiche del rilevato stradale, riportate di seguito:

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	35.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]

5.2 Terreno di fondazione

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	38.00	[°]
Coesione	c	0	[kPa]
Molle Winkler - pozzetto	k	60624.00	[kN/m ³]
Molle Winkler – manufatto imbocco	k	68500.00	[kN/m ³]

La falda è assunta ad una profondità dal p.c. attuale tale da non interferire con il volume significativo interessato dall'opera in progetto.

6 CRITERI DI CALCOLO

6.1 Software di calcolo

6.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Le analisi e le verifiche delle strutture analizzate sono state eseguite mediante l'ausilio di codici di calcolo di comprovata validità. Si riportano di seguito le informazioni relative al codice impiegato e gli estremi della licenza d'uso.

Nominativo	SismiCAD 12.21
Produttore	Concrete s.r.l , Padova
Nome utente finale	ICARIA s.r.l
Numero licenza	9692559

6.1.2 Affidabilità dei codici utilizzati

L'analisi preliminare della documentazione a corredo del software impiegato ha consentito di accertarne l'affidabilità e l'idoneità al caso in oggetto.

Il produttore del software fornisce, infatti, un'esauriente documentazione, atta a testimoniare la validità, all'interno della quale sono descritte le basi teoriche e gli algoritmi impiegati, campi di impiego ed esempi risolti.

6.1.3 Modalità di presentazione dei risultati

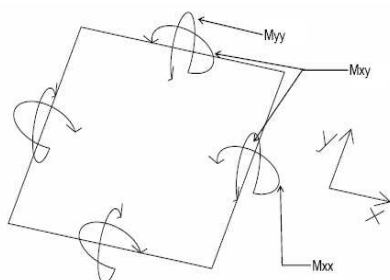
I risultati dell'elaborazione sono presentati in modo tale da costituire una sintesi completa ed efficace del comportamento della struttura, sia mediante l'ausilio di schemi grafici riportanti le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate e l'entità delle azioni, sia esplicitando i tabulati numerici con l'esito delle principali verifiche, i dati di input, le combinazioni di carico.

6.1.4 Convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione

La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente:

- sforzo normale $F1$ (N): viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di sforzo normale positivo (di trazione) viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;
- $F2$: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di $F2$ positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;
- $F3$: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 3. Nel caso di $F3$ positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 3 positivo;
- momento torcente $M1$ (Mt): viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di momento torcente positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;
- momento $M2$: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 3. Nel caso di $M2$ positivo viene disegnato dalla parte del semiasse 3 negativo;
- momento $M3$: viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di $M3$ positivo viene disegnato dalla parte del semiasse 2 negativo.

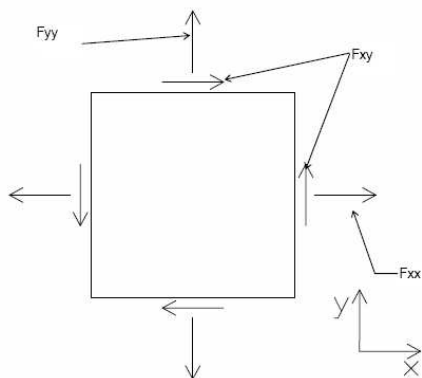
In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .



si definiscono:

- M_{xx} : momento flettente [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{yy} : momento flettente [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{xy} : momento torcente [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione F_{xx} , F_{yy} , F_{xy} .



Si definiscono:

- F_{xx} : sforzo estensionale [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{yy} : sforzo estensionale [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale all'asse y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{xy} : sforzo di taglio [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento shell:

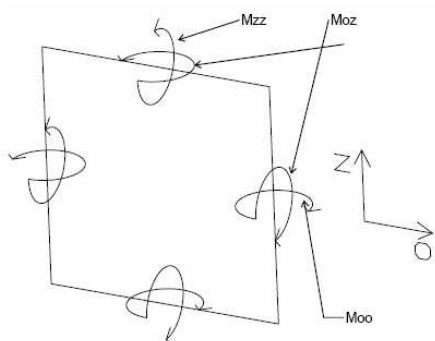
- V_x : taglio fuori piano [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] applicato al bordo di normale parallela all'asse x (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti);
- V_y : taglio fuori piano [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] applicato al bordo di normale parallela all'asse y (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti).

Gusci verticali: pareti e muri

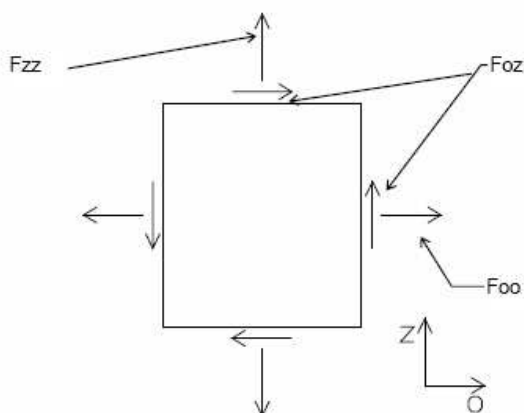
Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito:

“origine appartenente al piano dell’elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell’elemento e terzo asse ortogonale al piano dell’elemento a formare una terna destrorsa”. In particolare l’asse O è orizzontale e l’asse z parallelo ed equiverso con l’asse Z globale. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell’elemento la posizione dell’origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{oo} , M_{zz} , M_{oz} .



- M_{oo} : momento flettente distribuito [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] applicato al bordo di normale parallela all’asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{zz} : momento flettente distribuito [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] applicato al bordo di normale parallela all’asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{oz} : momento “torcente” distribuito [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura). Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell con indicato il sistema di riferimento i parametri di sollecitazione F_{oo} , F_{zz} , F_{oz} sono rispettivamente:



- F_{zz} : sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{oo} : sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{oz} : sforzo tagliante distribuito [Forza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

6.2 Modellazione

Le analisi sono state condotte mediante un modello di calcolo tridimensionale a gusci (shell) che riproduce la geometria completa dei pozzetti e degli elementi strutturali che la compongono.

La struttura è definita mediante piastre e pareti, sulle quali sono applicati carichi superficiali e potenziali, come da Analisi dei carichi.

L'analisi in condizioni sismiche è di tipo dinamico lineare (modale) e viene condotta applicando le forme spettrali desunte dalle coordinate del sito di intervento e dalle amplificazioni dovute agli effetti stratigrafici e topografici.

La fondazione è rappresentata con schema di piastra su letto di molle (alla Winkler) reagenti sia a trazione che a compressione. Il valore della costante di sottofondo adottato nel calcolo è riportato nel paragrafo 5.

6.3 Verifiche SLU

6.3.1 Verifiche a pressoflessione

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Il calcolo dei domini è stato svolto sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

6.3.2 Verifiche a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (NTC18 - 4.1.2.1.3.1). Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \leq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- d è l'altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione [mm].

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (NTC18 - 4.1.2.1.3.2).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

con:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

- f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α_c è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrane non compresse.

6.4 Verifiche SLE

Le verifiche di stato limite di esercizio sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute al 4.1.2.2 delle NTC18.

Sebbene le vasche contenenti liquidi aggressivi debbano mantenere la tenuta, è prevista una impermeabilizzazione interna ed esterna delle stesse, che non consente il verificarsi di perdite di liquido attraverso le fessure sul calcestruzzo. Pertanto non si prescrivono valori limite dell'apertura delle fessure più stringenti rispetto a quelli riportati in tabella 4.1.IV delle NTC18.

Per le verifiche di **fessurazione** si è assunto quindi:

- classe di esposizione (funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006): **XA2**;
- condizioni ambientali **aggressive**;
- armature poco sensibili.

Secondo la tabella 4.1.IV delle NTC18 le verifiche di fessurazione sono da eseguire sulle combinazioni "frequente" e "quasi permanente".

I valori limite di apertura delle fessure valgono:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}; \quad w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

La verifica si ritiene soddisfatta se $w_d \leq \min(w_1; w_2)$ dove w_d , valore di calcolo di apertura delle fessure, è valutato secondo le indicazioni al 4.1.2.2.4.6 delle NTC18.

La **verifica delle tensioni in esercizio** nel calcestruzzo e nell'acciaio, in accordo con il 4.1.2.2.5.1 ed il 4.1.2.2.5.2 delle NTC18, è stata eseguita verificando che:

$$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_a < 0.8 f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica}$$

7 POZZETTO IN C.A.

7.1 Analisi dei carichi

I **pesi propri** degli elementi strutturali sono calcolati automaticamente dal software di calcolo associando materiale e sezione alle varie strutture.

Si considerano i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo 25 kN/m³
- acqua 10 kN/m³

I valori dei carichi sono riepilogati di seguito.

7.1.1 Copertura pozzetto

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Grigliato di copertura (acciaio - piatto 30x2 maglia 22x66).....2.00 kN/m²

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 2.00 kN/m²

7.1.2 Platea pozzetto

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Peso dell'acqua (H_{max} = 3.00 m).....30.00 kN/m²

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 30.00 kN/m²

7.1.3 Azione della temperatura

Per gli effetti della temperatura si tiene conto di quanto prescritto al §3.5.5 delle NTC2018, che affermano che nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Pertanto, essendo la struttura interrata e quindi protetta nei confronti delle variazioni termiche, è stata applicata a tutti gli elementi strutturali una variazione di temperatura uniforme di 10°C.

7.1.4 Spinta del terreno sulle pareti del pozzetto

Si riportano di seguito i grafici delle spinte del terreno sulle pareti del manufatto tenendo conto della presenza di materiale di riporto a tergo, per il quale si considerano le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

$\gamma_k = 18,0$ kN/m³ peso di volume caratteristico;

$\varphi'_k = 35$ ° angolo di operativo attrito caratteristico.

Considerando che le strutture in esame non sono in grado di subire spostamenti sufficienti alla mobilitazione della spinta attiva le azioni agenti sulle stesse verranno calcolate per mezzo del coefficiente di spinta in quiete.

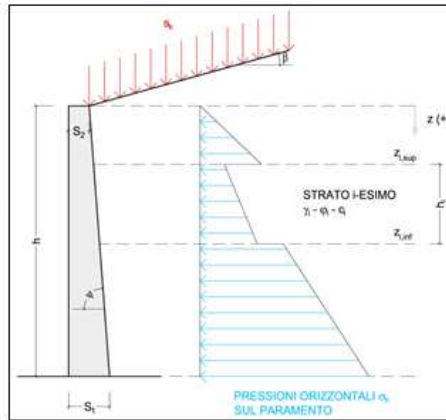
Nel calcolo delle spinte si è tenuto conto di un sovraccarico accidentale sul terreno di 20 kN/m².

I risultati e gli andamenti delle pressioni di progetto (comprehensive dei fattori parziali di sicurezza), sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tutti i valori sono riferiti a una striscia di larghezza unitaria.

GEOMETRIA MURO E RINTERRO

γ_M	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
s_1	0,3	m	Spessore alla base
s_2	0,3	m	Spessore in testa
h_0	0,3	m	Altezza suola fondazione
h	3	m	Altezza paramento
β	0	°	Ang. terrapieno sull'orizzontale (>0 antiorario)
ψ	90	°	Ang. par. interna sull'orizzontale (>0 orario)
H	3,3	m	Altezza totale muro



MODALITA' DI SPINTA

Spinta in quiete

PARAMETRI SISMICI

C	Categoria suolo
T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	Caratteristiche pendio
Muro non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno	Caratteristiche pendio

$a_{0,2}$	0,223	g	Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (riferita all'accel. di gravità g)
$F_{0,2}$	2,476		Fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
$T_{0,2}$	0,330	s	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
$C_{0,2}$	1,514		Coefficiente che modifica il valore del periodo T_C
$S_{0,2}$	1,369		Coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_{0,1}$	1,000		Coefficiente di amplificazione topografica
$S_{0,0}$	1,369		Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo
a_{max}	0,305	g	Accelerazione massima attesa al sito (riferita all'accelerazione di gravità g)
$\beta_{0,1}$	1,00		Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
$k_{0,1}$	0,305		Coefficiente sismico orizzontale
$k_{0,2}$	0,153		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso l'alto
$k_{0,3}$	-0,153		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso il basso
$\theta_{0,1}$	14,83	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso l'alto
$\theta_{0,2}$	19,81	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso il basso

SOVRACCARICHI SUL RINTERRO

g_{1k}	g_{2k}	q_{1k}	
0	0	20	kN/m ²
s_{g1k}	s_{g2k}	s_{q1k}	
1	1	0,3	Coefficiente di riduzione della massa del sovraccarico

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi

γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E	
1	1	1	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLE
1,3	1,5	1,5	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (A1) E APPROCCIO 2
1	1,3	1,3	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (A2)
1	1	1	1	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi in combinazione sismica SLV

Coefficiente parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

γ_c	γ_a	γ_ϕ	
1	1	1	Coefficiente parziali di sicurezza dei parametri geotecnici SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV
1	1,25	1,25	Coefficiente parziali di sicurezza dei parametri geotecnici - SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)

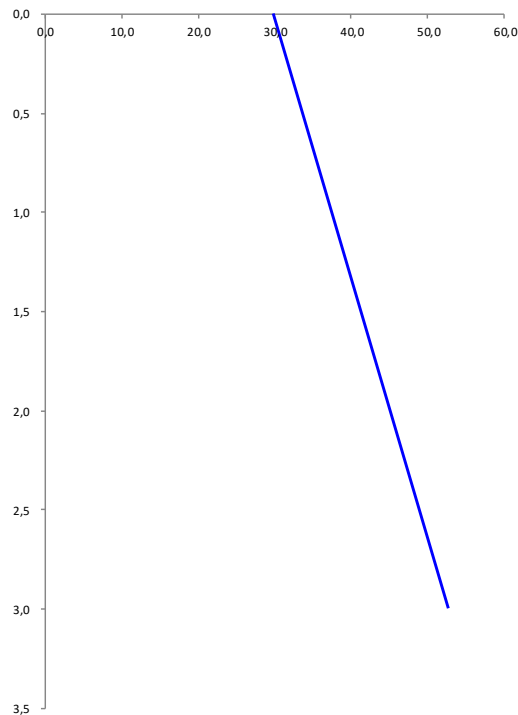
CARATTERISTICHE STRATI TERRENO

Strato	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI							PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV				COEFF. DI SPINTA DI PROGETTO SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV				PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)				COEFF. DI SPINTA DI PROGETTO SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)			
	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	h [m]	γ_k [kN/m ³]	ϕ_k [°]	δ_k [°]	c_k^* [kN/m ²]	γ_a [kN/m ³]	ϕ_a [°]	δ_a [°]	c_a^* [kN/m ²]	$k_{0,0}$ [-]	$k_{0,1}$ [-]	$k_{0,2}$ [-]	$k_{0,3}$ [-]	γ_c [kN/m ³]	ϕ_c [°]	δ_c [°]	c_c^* [kN/m ²]	$k_{0,0}$ [-]	$k_{0,1}$ [-]	$k_{0,2}$ [-]	$k_{0,3}$ [-]
1	0,00	3,00	3,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
2	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
3	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
4	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
5	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
6	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
7	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
8	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
9	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
10	3,00	3,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

PRESSIONI DI PROGETTO CONDIZIONI SISMICHE SLV

STRATO	z_{sup} / z_{inf} [m]	k_{hd} [-]	Tensione verticale litostatica σ_{vd} [kN/m ²]	σ_{hd} Terreno [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione della forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m ²]	Pressione dell'incremento sismico di spinta [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione orizzontale totale di progetto $\sigma_{hd,tot}$ [kN/m ²]
1	0,00	0,43	0,0	0,00	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	29,73
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
2	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
3	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
4	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
5	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
6	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
7	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
8	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
9	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
10	3,00	0,43	54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76
	3,00		54,0	23,03	0,00	0,00	8,53	2,29	18,13	0,00	0,00	0,78	52,76



7.1.5 Criteri di calcolo delle azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare i diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Tutti i parametri che definiscono tale caratterizzazione dipendono dalla probabilità di superamento PVR dell’evento sismico nel periodo di riferimento VR.

I valori dei parametri di progetto relativi alla tipologia e all’uso a cui le strutture sono destinate ed i parametri per la definizione degli spettri elastici in funzione della localizzazione geografica e del periodo di ritorno considerato sono descritti di seguito:

latitudine: 42.719601 [°]

longitudine: 12.627774 [°]

Assumendo:

- classe d'uso: IV
- vita nominale: 50 anni
- categoria sottosuolo: C
- categoria topografica: T1
- periodo di riferimento: 100 anni
- coefficiente d'uso C_u : 2

I parametri per l'individuazione dell'azione sismica sono:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	60	Default (0,0819)	Default (2,471)	Default (0,285)
SLD	Default (63)	101	Default (0,1009)	Default (2,452)	Default (0,29)
SLV	Default (10)	949	Default (0,223)	Default (2,476)	Default (0,33)
SLC	Default (5)	1950	Default (0,2723)	Default (2,506)	Default (0,34)

Dal punto di vista sismico il suolo di fondazione lungo il tracciato è classificabile in parte di tipo "C" ed in parte di tipo "B".

A vantaggio di sicurezza si impiega la **categoria sismica C**.

L'amplificazione stratigrafica è descritta mediante i coefficienti SS e ST che assumono i seguenti valori per ciascuno stato limite considerato:

SS orizzontale SLO = 1.5

SS orizzontale SLD = 1.5

SS orizzontale SLV = 1.3408

ST = 1.0 (categoria T1 - superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con pendenza < 15%)

Le strutture vengono calcolate come non dissipative impiegando pertanto come spettro di risposta quello elastico definito dai parametri precedentemente riportati, abbattuto di un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5$$

L'edificio si configura come struttura in c.a. a pareti non accoppiate regolare in elevazione. Di seguito si riportano i requisiti di regolarità prescritti dalle NTC 2018, che risultano ampiamente rispettati dalla struttura.

7.1.5.1 Requisiti di regolarità in elevazione

Una costruzione si può considerare regolare in elevazione se rispetta i requisiti elencati nel par. 7.2.2 delle NTC 2018, elencate di seguito:

e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;

f) 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%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Il fattore di comportamento se la struttura fosse in CD "B", in accordo con la tabella 7.3.11 delle NTC2018, essendo la struttura regolare in elevazione ed essendo $k_w = 0.5$ (cfr. §7.3.1), risulta:

$$q_{CD}^{B''} = q_0 k_R k_w = 3.00 \times 1.00 \times 0.5 = 1.5$$

Pertanto il fattore di comportamento impiegato per la determinazione degli spettri di risposta di progetto risulta:

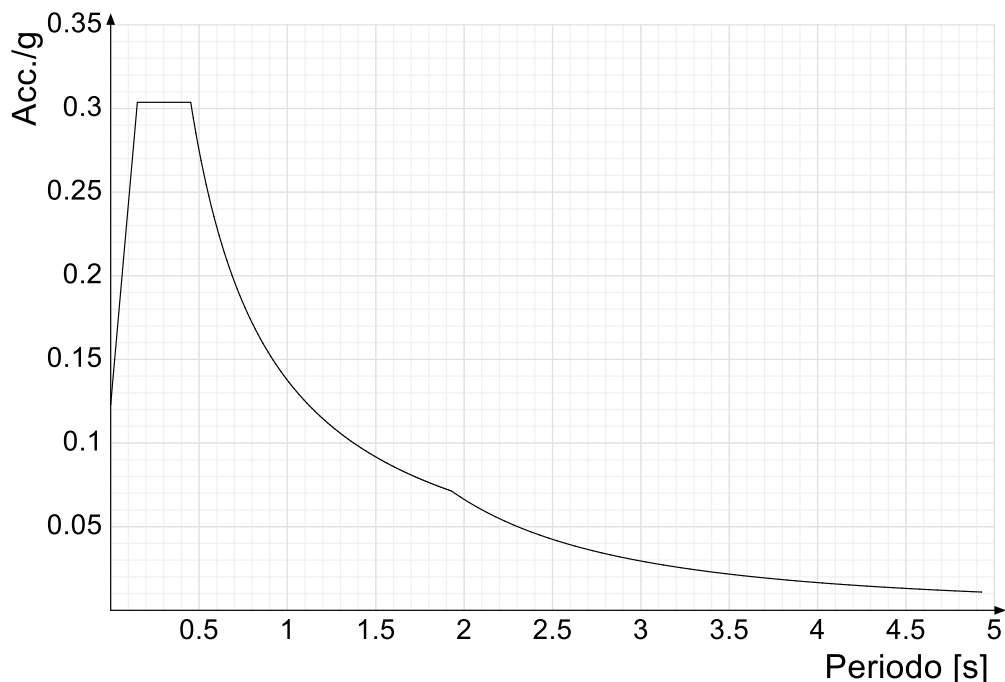
$$q_{ND} = 2/3 \times 1.5 = 1.0$$

Pertanto gli spettri di progetto coincidono con quelli elastici.

7.1.5.2 Spettri di risposta

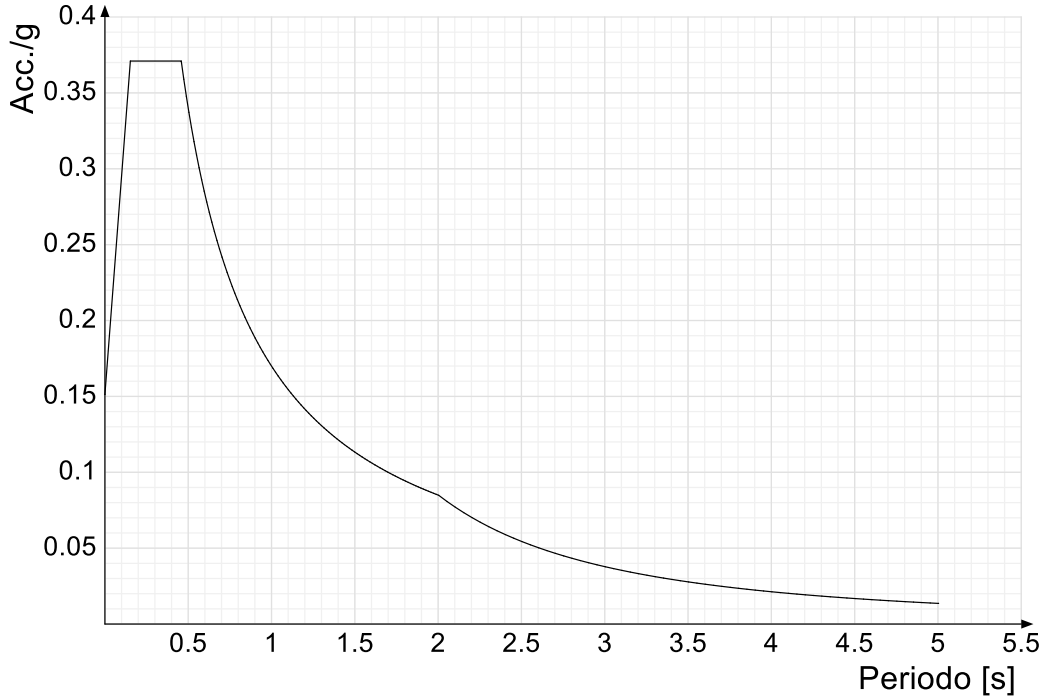
Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici e di progetto della componente orizzontale per ciascuno stato limite considerato.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]

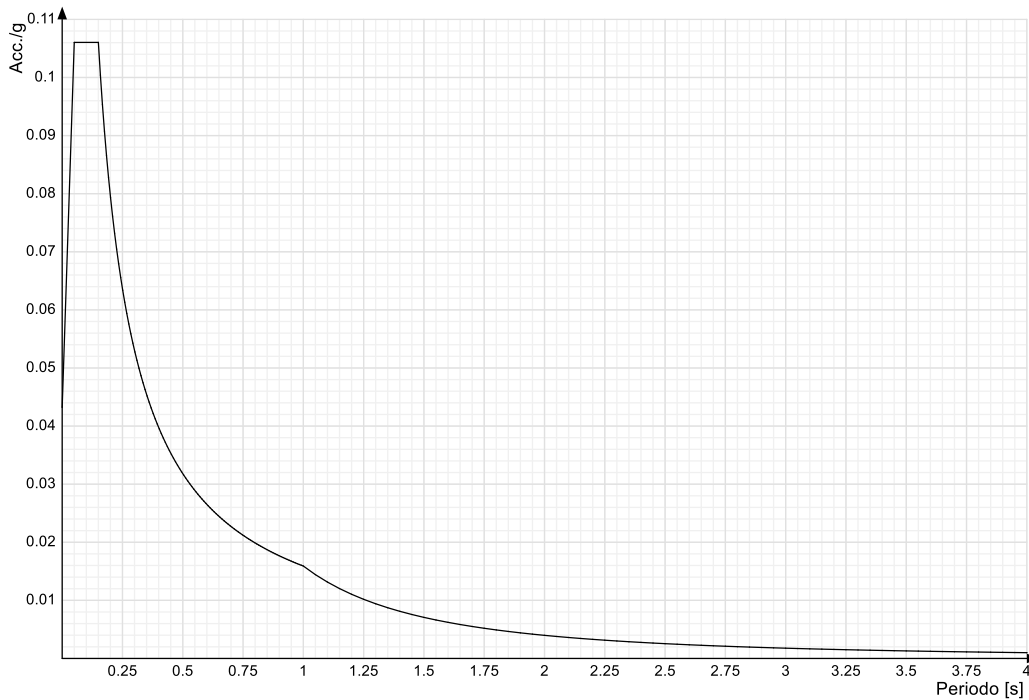


RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

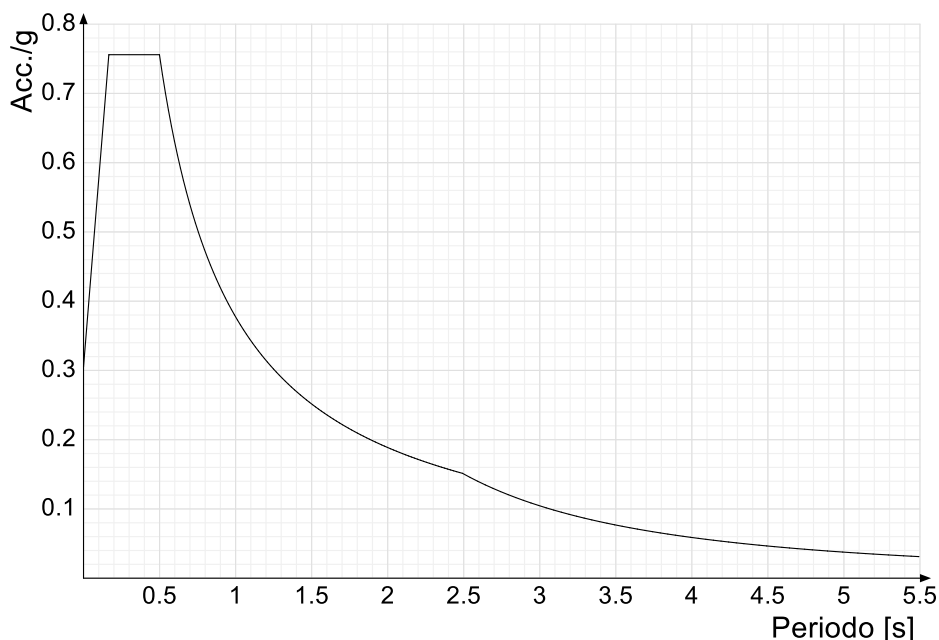
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



7.2 Condizioni e combinazioni di carico

7.2.1 Condizioni di carico

Con riferimento al D.M. 17 gennaio 2018 le condizioni di carico prese in considerazione saranno le seguenti:

Descrizione	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pesi strutturali	Permanente			
Permanenti portati	Permanente			
Sovr accidentale terreno	Media	0.7	0.5	0.3
Sisma terreno X sx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno X dx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno Y sx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno Y dx	Istantaneo	0	0	0
ΔT	Media	0.6	0.5	0
Sisma X SLV				
Sisma Y SLV				
Sisma Z SLV				
Eccentricità Y per sisma X SLV				
Eccentricità X per sisma Y SLV				
Sisma X SLD				
Sisma Y SLD				
Sisma Z SLD				
Eccentricità Y per sisma X SLD				
Eccentricità X per sisma Y SLD				
Sisma X SLO				
Sisma Y SLO				
Sisma Z SLO				
Eccentricità Y per sisma X SLO				
Eccentricità X per sisma Y SLO				

7.2.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche sono state elaborate tenendo conto di quanto riportato nel D.M.17 gennaio 2018.

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

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nelle tabelle seguenti.

Famiglia SLU

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	0	0	0	0	1.5
3	SLU 3	1	0.8	1.05	0	0	0	0	1.5
4	SLU 4	1	0.8	1.5	0	0	0	0	0
5	SLU 5	1	0.8	1.5	0	0	0	0	0.9
6	SLU 6	1	1.5	0	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
7	SLU 7	1	1.5	0	0	0	0	0	1.5
8	SLU 8	1	1.5	1.05	0	0	0	0	1.5
9	SLU 9	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0
10	SLU 10	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
11	SLU 11	1.3	0.8	0	0	0	0	0	0
12	SLU 12	1.3	0.8	0	0	0	0	0	1.5
13	SLU 13	1.3	0.8	1.05	0	0	0	0	1.5
14	SLU 14	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	0
15	SLU 15	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	0.9
16	SLU 16	1.3	1.5	0	0	0	0	0	0
17	SLU 17	1.3	1.5	0	0	0	0	0	1.5
18	SLU 18	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	1.5
19	SLU 19	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0
20	SLU 20	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
21	SLU 21	1	0.8	0	0	0	0	0	-1.5
22	SLU 22	1	0.8	1.05	0	0	0	0	-1.5
23	SLU 23	1	0.8	1.5	0	0	0	0	-0.9
24	SLU 24	1	1.5	0	0	0	0	0	-1.5
25	SLU 25	1	1.5	1.05	0	0	0	0	-1.5
26	SLU 26	1	1.5	1.5	0	0	0	0	-0.9
27	SLU 27	1.3	0.8	0	0	0	0	0	-1.5
28	SLU 28	1.3	0.8	1.05	0	0	0	0	-1.5
29	SLU 29	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	-0.9
30	SLU 30	1.3	1.5	0	0	0	0	0	-1.5
31	SLU 31	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	-1.5
32	SLU 32	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	-0.9

Famiglia SLE rara

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0	0	0	-1
2	SLE RA 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLE RA 3	1	1	0	0	0	0	0	1
4	SLE RA 4	1	1	0.7	0	0	0	0	-1
5	SLE RA 5	1	1	0.7	0	0	0	0	1
6	SLE RA 6	1	1	1	0	0	0	0	-0.6
7	SLE RA 7	1	1	1	0	0	0	0	0
8	SLE RA 8	1	1	1	0	0	0	0	0.6

Famiglia SLE frequente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0	0	-0.5
2	SLE FR 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLE FR 3	1	1	0	0	0	0	0	0.5
4	SLE FR 4	1	1	0.3	0	0	0	0	-0.5
5	SLE FR 5	1	1	0.3	0	0	0	0	0.5
6	SLE FR 6	1	1	0.5	0	0	0	0	0

Famiglia SLE quasi permanente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0.3	0	0	0	0	0

Famiglia SLO

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLO 1	1	1	0.3	1	1	1	1	0
2	SLO 2	1	1	0.3	1	1	1	1	0
3	SLO 3	1	1	0.3	1	1	1	1	0
4	SLO 4	1	1	0.3	1	1	1	1	0
5	SLO 5	1	1	0.3	1	1	1	1	0
6	SLO 6	1	1	0.3	1	1	1	1	0
7	SLO 7	1	1	0.3	1	1	1	1	0
8	SLO 8	1	1	0.3	1	1	1	1	0
9	SLO 9	1	1	0.3	1	1	1	1	0
10	SLO 10	1	1	0.3	1	1	1	1	0
11	SLO 11	1	1	0.3	1	1	1	1	0
12	SLO 12	1	1	0.3	1	1	1	1	0
13	SLO 13	1	1	0.3	1	1	1	1	0
14	SLO 14	1	1	0.3	1	1	1	1	0
15	SLO 15	1	1	0.3	1	1	1	1	0
16	SLO 16	1	1	0.3	1	1	1	1	0

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
9	SLO 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLD

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLD 1	1	1	0.3	1	1	1	1	0
2	SLD 2	1	1	0.3	1	1	1	1	0
3	SLD 3	1	1	0.3	1	1	1	1	0
4	SLD 4	1	1	0.3	1	1	1	1	0
5	SLD 5	1	1	0.3	1	1	1	1	0
6	SLD 6	1	1	0.3	1	1	1	1	0
7	SLD 7	1	1	0.3	1	1	1	1	0
8	SLD 8	1	1	0.3	1	1	1	1	0
9	SLD 9	1	1	0.3	1	1	1	1	0
10	SLD 10	1	1	0.3	1	1	1	1	0
11	SLD 11	1	1	0.3	1	1	1	1	0
12	SLD 12	1	1	0.3	1	1	1	1	0
13	SLD 13	1	1	0.3	1	1	1	1	0
14	SLD 14	1	1	0.3	1	1	1	1	0
15	SLD 15	1	1	0.3	1	1	1	1	0
16	SLD 16	1	1	0.3	1	1	1	1	0

Nome	Nome breve	X SLD	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLV 1	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
2	SLV 2	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
3	SLV 3	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
4	SLV 4	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
5	SLV 5	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
6	SLV 6	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
7	SLV 7	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
8	SLV 8	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
9	SLV 9	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
10	SLV 10	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
11	SLV 11	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
12	SLV 12	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
13	SLV 13	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
14	SLV 14	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
15	SLV 15	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
16	SLV 16	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0

Nome	Nome breve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Nome	Nome breve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
16	SLV 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

7.3 Modellazione: input

Si riportano di seguito i dati di input del modello di calcolo.

1 Dati generali DB

1.1 Materiali

1.1.1 Materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/m²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C32/40	40000	33642778	Default (15292172)	0.1	25	0.00001

1.1.2 Curve di materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Curva: curva caratteristica.

Reaz.traz.: reagisce a trazione.

Comp.frag.: ha comportamento fragile.

E.compr.: modulo di elasticità a compressione. [kN/m²]

Incr.compr.: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

E.traz.: modulo di elasticità a trazione. [kN/m²]

Incr.traz.: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

EpsEt: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C32/40	No	Si	33642778	0.001	-0.002	-0.0035	33642778	0.001	0.0000645	0.0000709

1.1.3 Armature

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: resistenza caratteristica. [kN/m²]

σamm.: tensione ammissibile. [kN/m²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A.

Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	σamm.	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	206000000	78.5	0.3	0.000012	Nuovo

2 Dati di definizione

2.1 Preferenze commessa

2.1.1 Preferenze di normativa

Normativa

Tipo di costruzione

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Vn	50	
Classe d'uso	IV	
Vr	100	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Considera sisma Z	Solo se $Ag \geq 0.15$ g, conformemente a §3.2.3.1	
Località	Terni, Acquasparta, Collebianco; Latitudine ED50 42,7196° (42° 43' 11"); Longitudine ED50 12,6278° (12° 37' 40"); Altitudine s.l.m. 395,75 m.	
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti	
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Ss orizzontale SLO	1.5	
Tb orizzontale SLO	0.151	[s]
Tc orizzontale SLO	0.453	[s]
Td orizzontale SLO	1.928	[s]
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.153	[s]
Tc orizzontale SLD	0.458	[s]
Td orizzontale SLD	2.003	[s]
Ss orizzontale SLV	1.3686	
Tb orizzontale SLV	0.166	[s]
Tc orizzontale SLV	0.499	[s]
Td orizzontale SLV	2.492	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Tc verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	60.21	
Ag/g SLO	0.0819	
Fo SLO	2.471	
Tc* SLO	0.285	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	101	
Ag/g SLD	0.1009	
Fo SLD	2.452	
Tc* SLD	0.29	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	949.12	
Ag/g SLV	0.223	
Fo SLV	2.476	
Tc* SLV	0.33	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[m]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a pareti non accoppiate $q_0=3.0$	
Kw	0.5	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	2.3	[m]
T1,x	0.06989	[s]
T1,y	0.10358	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ SLV,y	1	
Limite spostamenti interpiano SLD	0.005	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1	

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15
Eseguì verifiche in combinazioni SLD secondo Circolare 7	Si

Verifiche C.A.

Normativa	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara	0.6
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della τ per cattiva aderenza	0.7
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.0002 [m]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.0003 [m]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.0004 [m]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	No
Copriferro secondo EC2	No
acc elementi nuovi nelle combinazioni sismiche	0.85
acc elementi esistenti	0.85

2.2 Preferenze di verifica

2.2.1 Normativa di verifica in uso

Norma di verifica	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Cemento armato	Preferenze analisi di verifica in stato limite
Legno	Preferenze di verifica legno D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Acciaio	Preferenze di verifica acciaio D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

2.2.2 Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	15
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara	0.6
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della τ per cattiva aderenza	0.7
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.0002 [m]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.0003 [m]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.0004 [m]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	No
Copriferro secondo EC2	No

2.3 Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	0.8[m]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	0.8[m]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento
Metodo P-Delta	non utilizzato
Analisi buckling	non utilizzata
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2
Spessori membranale e flessionale pareti XLAM da sole tavole verticali	No
Moltiplicatore rigidità connettori pannelli pareti legno a diaframma	1

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Tolleranza di parallelismo	4.99[deg]
Tolleranza di unicità punti	0.1[m]
Tolleranza generazione nodi di aste	0.01[m]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	0.04[m]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	1[m]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No
Modello elastico pareti in muratura	Gusci
Concentra masse pareti nei vertici	No
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000
Metodo di risoluzione della matrice	Intel MKL PARDISO
Scrivi commenti nel file di input	No
Scrivi file di output in formato testo	No
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali
Moltiplicatore rigidità molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico

2.4 Moltiplicatori inerziali

Tipologia: tipo di entità a cui si riferiscono i moltiplicatori inerziali.

J2: moltiplicatore inerziale di J2. Il valore è adimensionale.

J3: moltiplicatore inerziale di J3. Il valore è adimensionale.

Jt: moltiplicatore inerziale di Jt. Il valore è adimensionale.

A: moltiplicatore dell'area della sezione. Il valore è adimensionale.

A2: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 2. Il valore è adimensionale.

A3: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 3. Il valore è adimensionale.

Conci rigidi: fattore di riduzione dei tronchi rigidi. Il valore è adimensionale.

Tipologia	J2	J3	Jt	A	A2	A3	Conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Pilastro C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Trave di fondazione	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Palo	1	1	0.01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0.5
Trave tralicciata	1	1	0.01	1	1	1	0.5

2.5 Preferenze di analisi non lineare FEM

Metodo iterativo	Secante
Tolleranza iterazione	0.00001
Numero massimo iterazioni	50

2.6 Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione	non applicata
Metodo di ripartizione	a zone d'influenza
Percentuale carico calcolato a trave continua	0
Esegui smoothing diagrammi di carico	applicata
Tolleranza smoothing altezza trapezi	0.001[kN/m]
Tolleranza smoothing altezza media trapezi	0.001[kN/m]

2.2.5 Definizioni di carichi superficiali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [kN/m²]

Applicazione: modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
Descrizione			
TERRENO FONDAZIONE	Pesi strutturali	30	Verticale
	Permanententi portati	0	Verticale
	Sovr accidentale terreno	0	Verticale
	Sisma terreno X sx	0	Verticale
	Sisma terreno X dx	0	Verticale
	Sisma terreno Y sx	0	Verticale
	Sisma terreno Y dx	0	Verticale
COPERTURA	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	2	Verticale
	Sovr accidentale terreno	0	Verticale
	Sisma terreno X sx	0	Verticale
	Sisma terreno X dx	0	Verticale
	Sisma terreno Y sx	0	Verticale
	Sisma terreno Y dx	0	Verticale

2.2.6 Definizioni di carichi termici

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

ΔT faccia interna: variazione di temperatura della faccia interna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

ΔT faccia esterna: variazione di temperatura della faccia esterna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

Nome	ΔT faccia interna	ΔT faccia esterna
Temperatura	10	10

2.2.7 Definizioni di carichi potenziali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: valore del carico pressorio alla quota iniziale. [kN/m²]

Quota i.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [m]

Valore f.: valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m²]

Quota f.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [m]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
Descrizione					
Spinta pareti normale X+	Pesi strutturali	23	0	0	3
	Permanententi portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	3
	Sisma terreno X sx	18.13	0	18.13	3
	Sisma terreno X dx	0	0	0	3
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale X-	Pesi strutturali	23	0	0	3
	Permanententi portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	3
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	18.13	0	18.13	3
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y+	Pesi strutturali	23	0	0	3
	Permanententi portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	3
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	18.13	0	18.13	3

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y-	Pesi strutturali	23	0	0	3
	Permanententi portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	3
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	18.13	0	18.13	3

2.3 Quote

2.3.1 Livelli

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: spessore del livello. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	3.3	0

2.3.2 Tronchi

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al tronco.

Descrizione: nome assegnato al tronco.

Quota 1: riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota 2: riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Piano 1	Fondazione	Piano 1
T2	135 - Piano 1	1.35	Piano 1

7.3.1 Rappresentazione grafica modello input

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

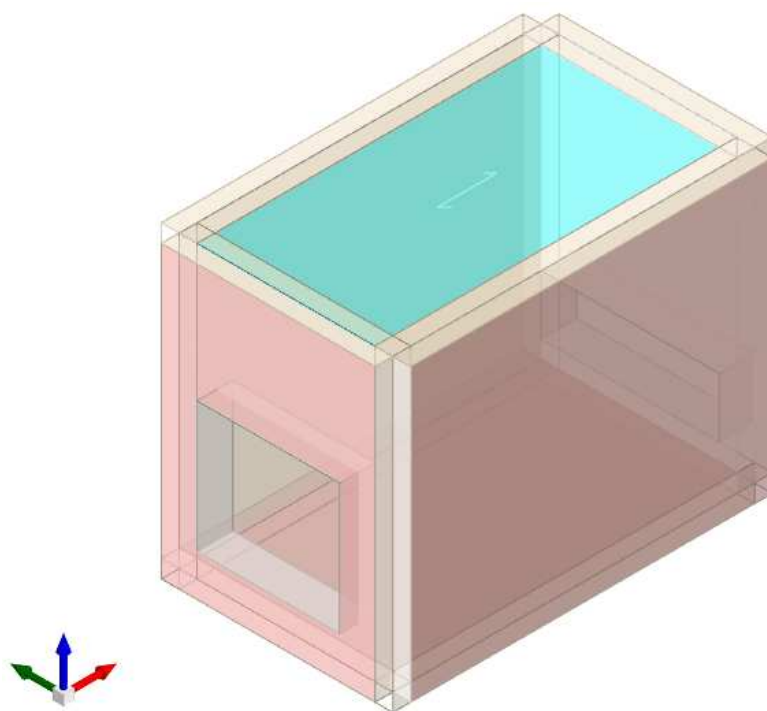


Figura 2 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo

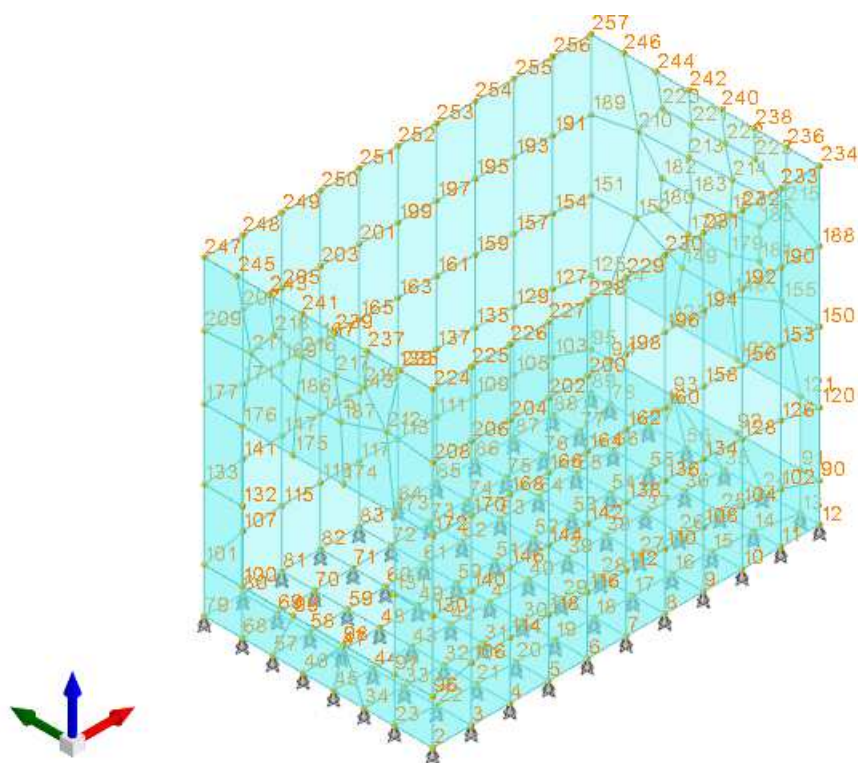


Figura 3 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo – Numerazione NODI

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

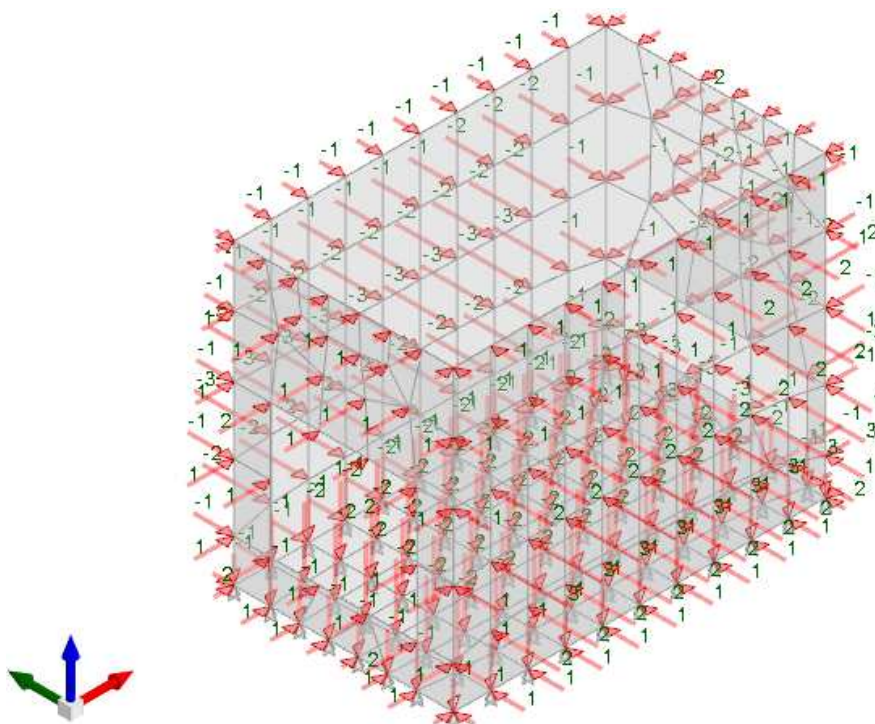


Figura 4 - Condizione permanenti strutturali

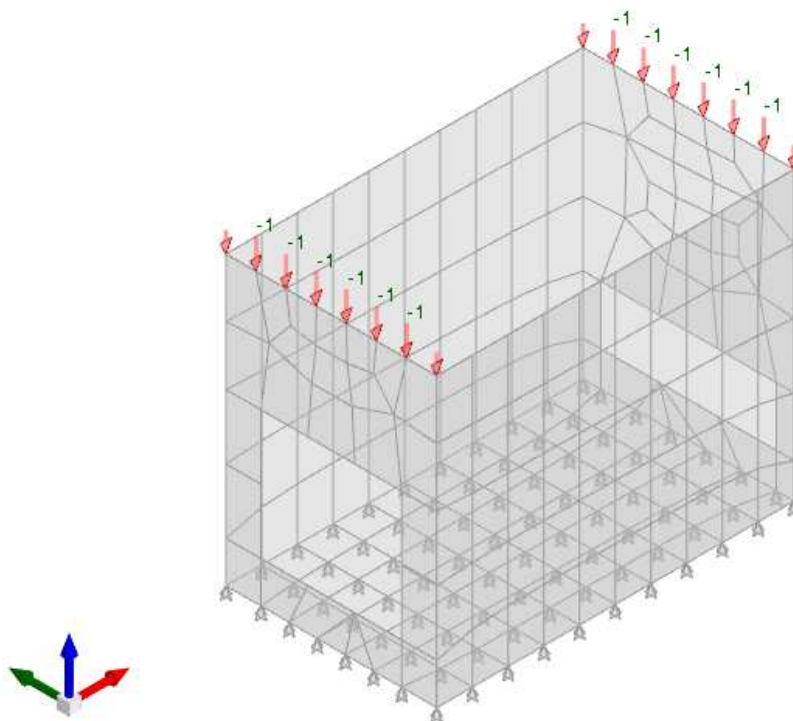


Figura 5 - Condizione permanenti NON strutturali

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

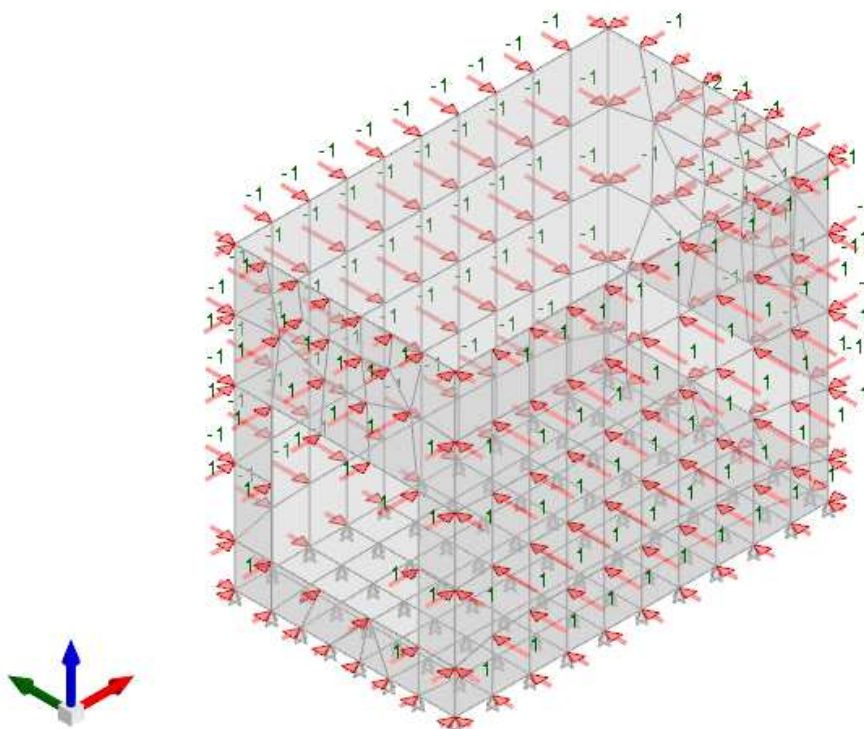


Figura 6 - Condizione Spinta Sovraccarico accidentale

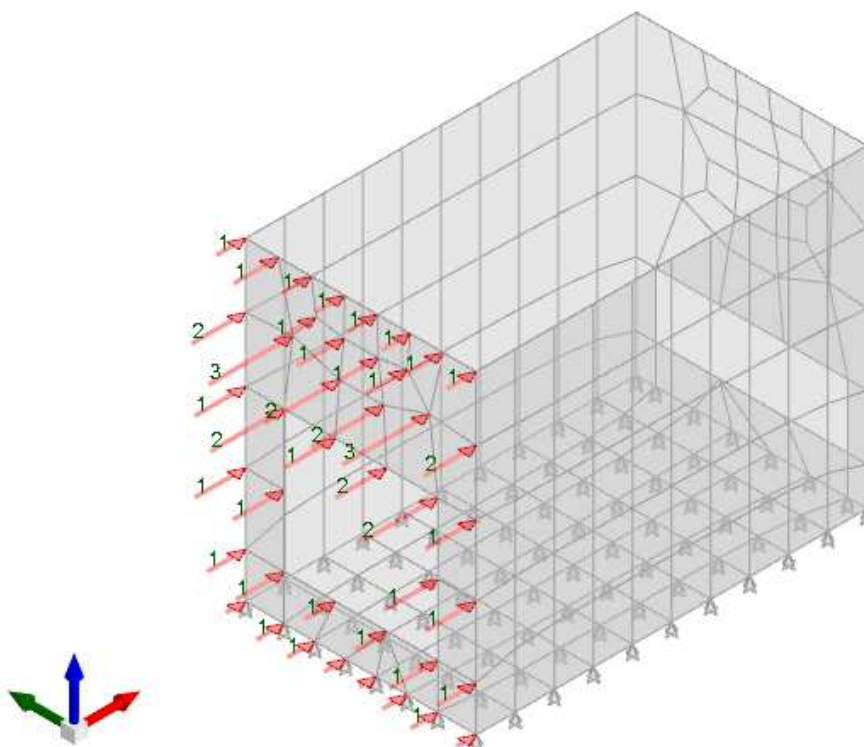


Figura 7 - Condizione sisma terreno X+

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

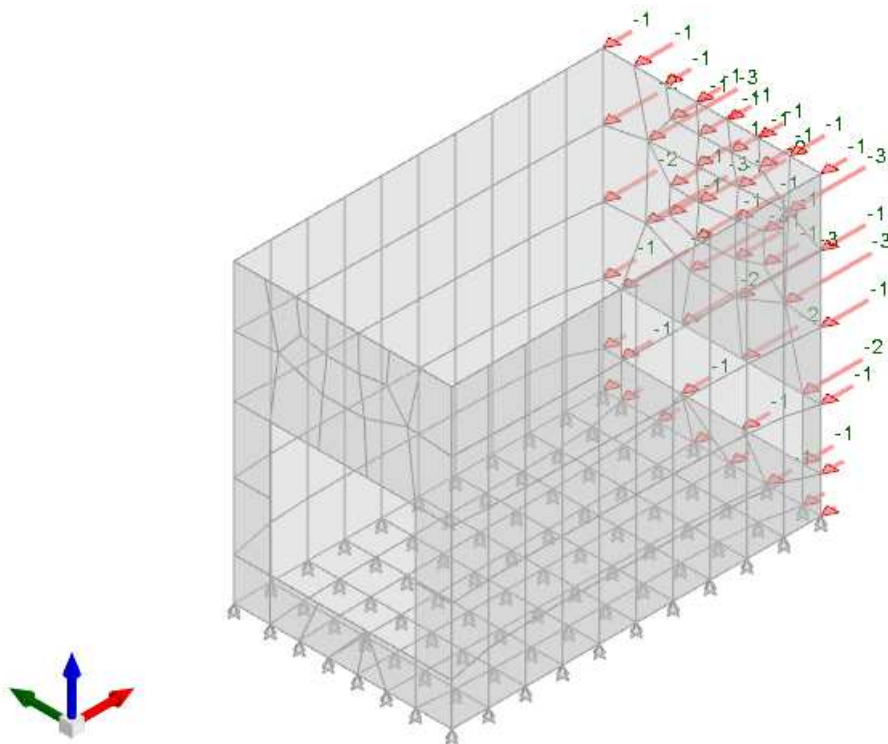


Figura 8 - Condizione sisma terreno X-

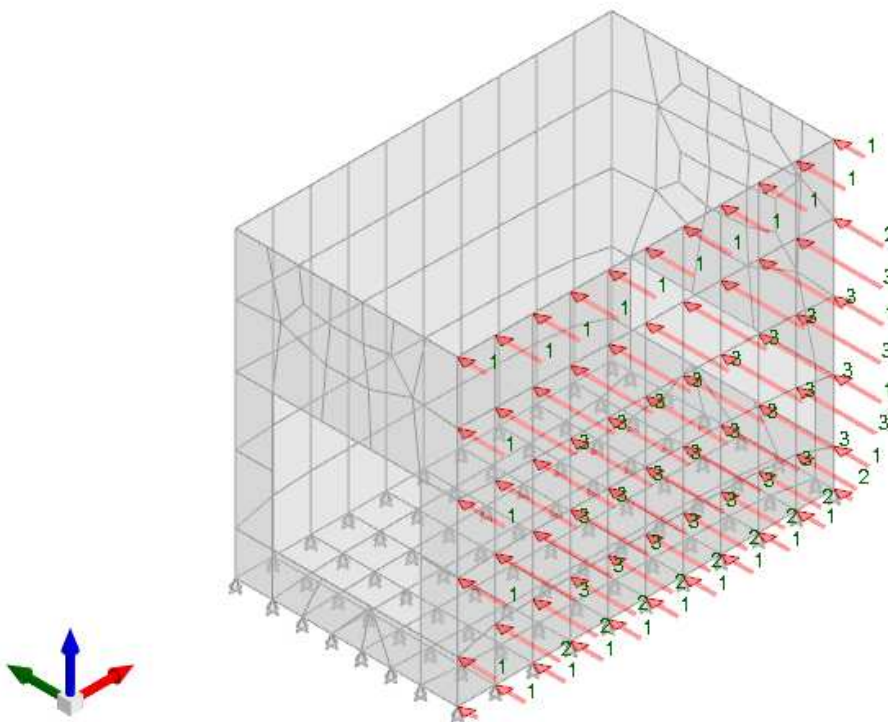


Figura 9 - Condizione sisma terreno Y+

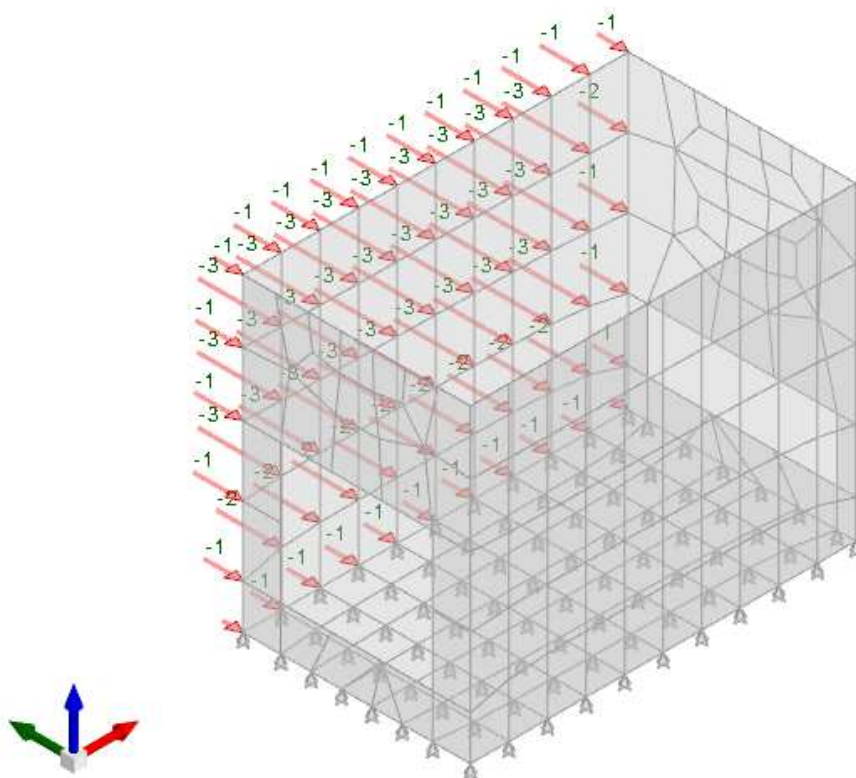


Figura 10 - Condizione sisma terreno Y-

7.4 Modellazione: output

7.4.1 Schemi grafici dei risultati dei calcoli

Si riportano i risultati grafici dell'analisi agli elementi finiti. I valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione saranno utilizzati per le successive verifiche.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

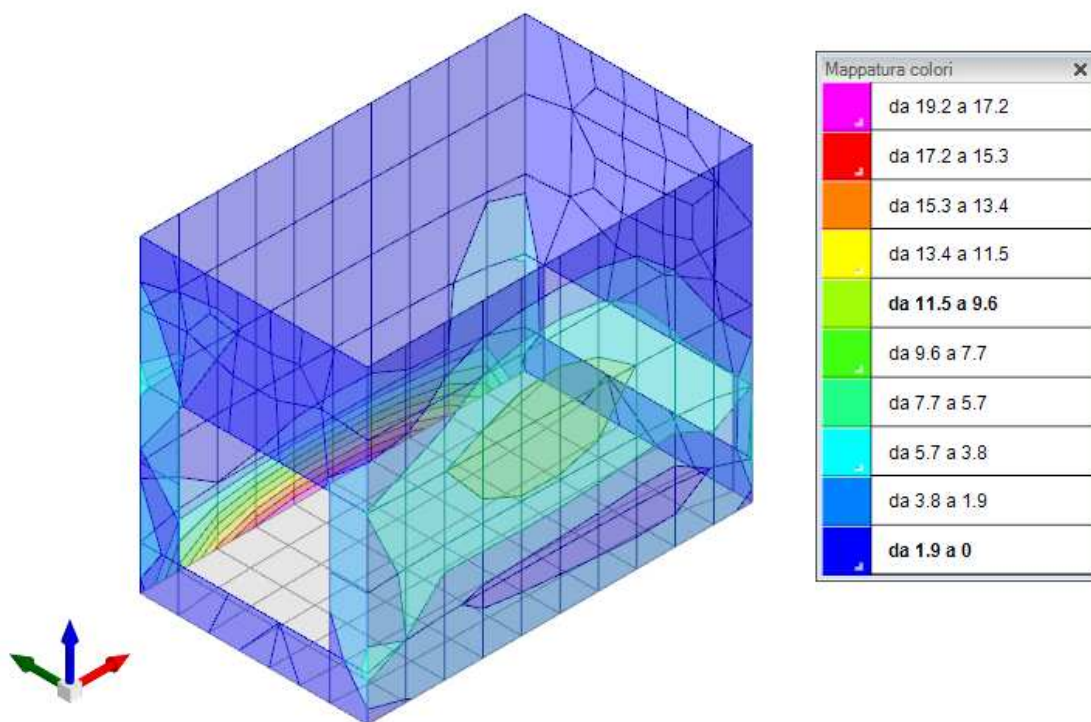


Figura 11 - Sollecitazione momento flettente M_{zz} (inviluppo SLU, SLV)

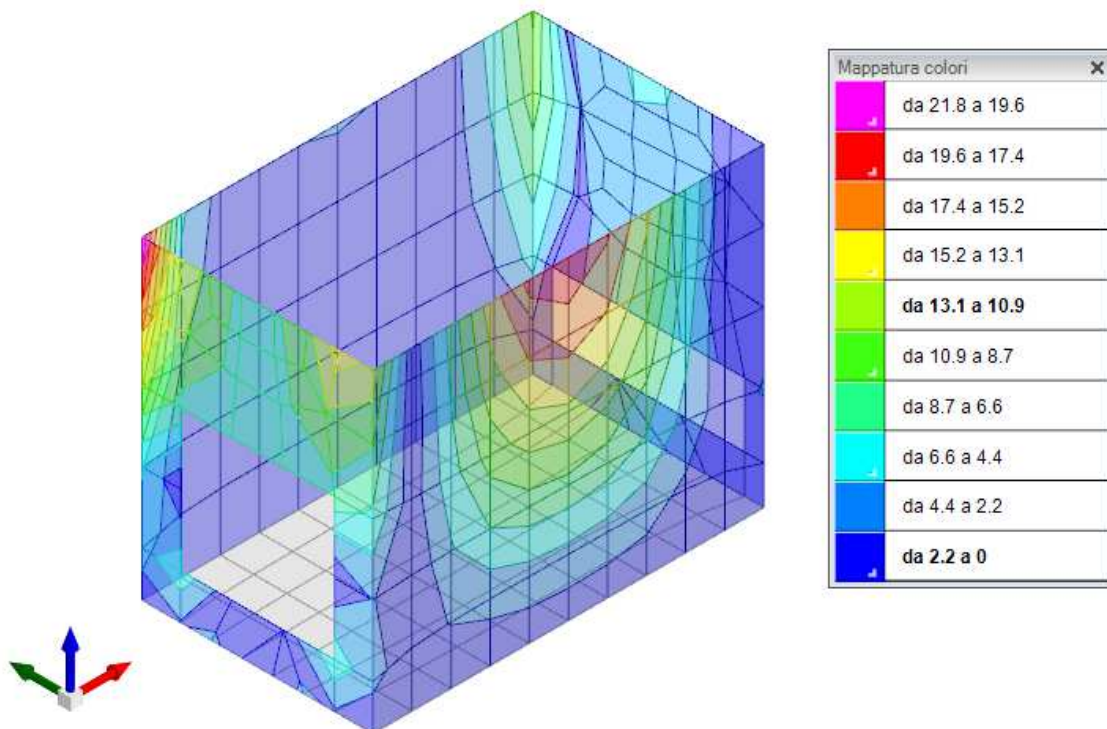


Figura 12 - Sollecitazione momento flettente M_{oo} (inviluppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

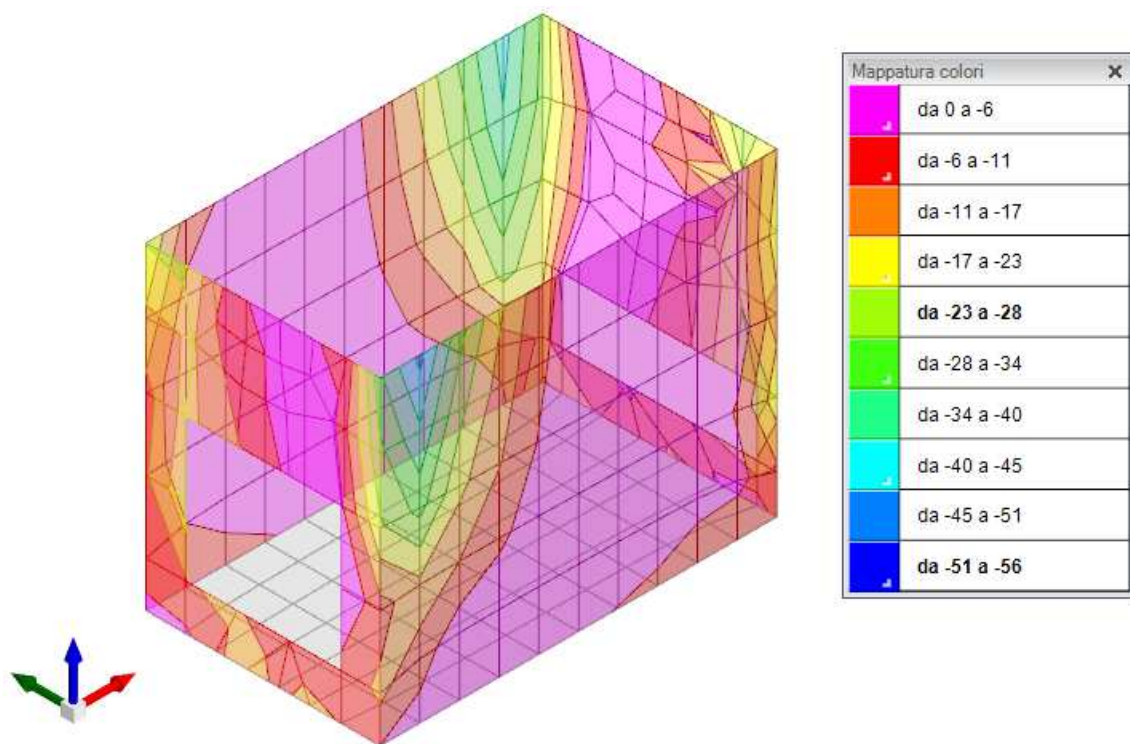


Figura 13 – Sollecitazioni di taglio V_o (involuppo SLU, SLV)

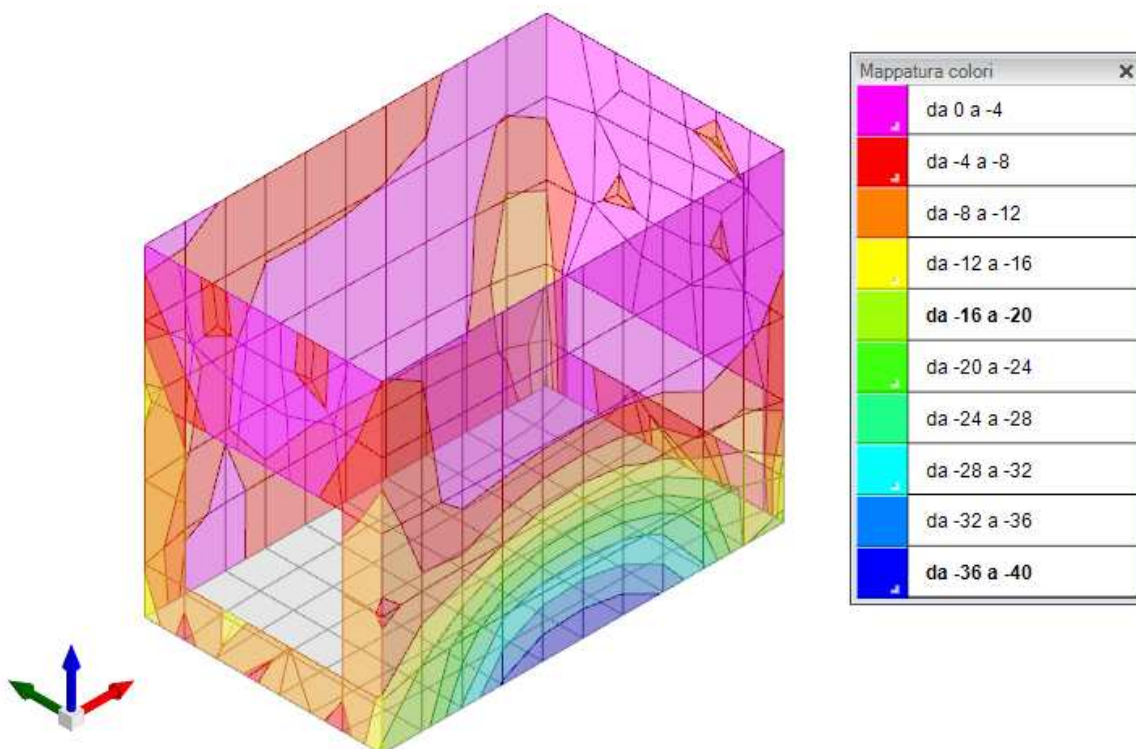


Figura 14 - Sollecitazioni di taglio V_z (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

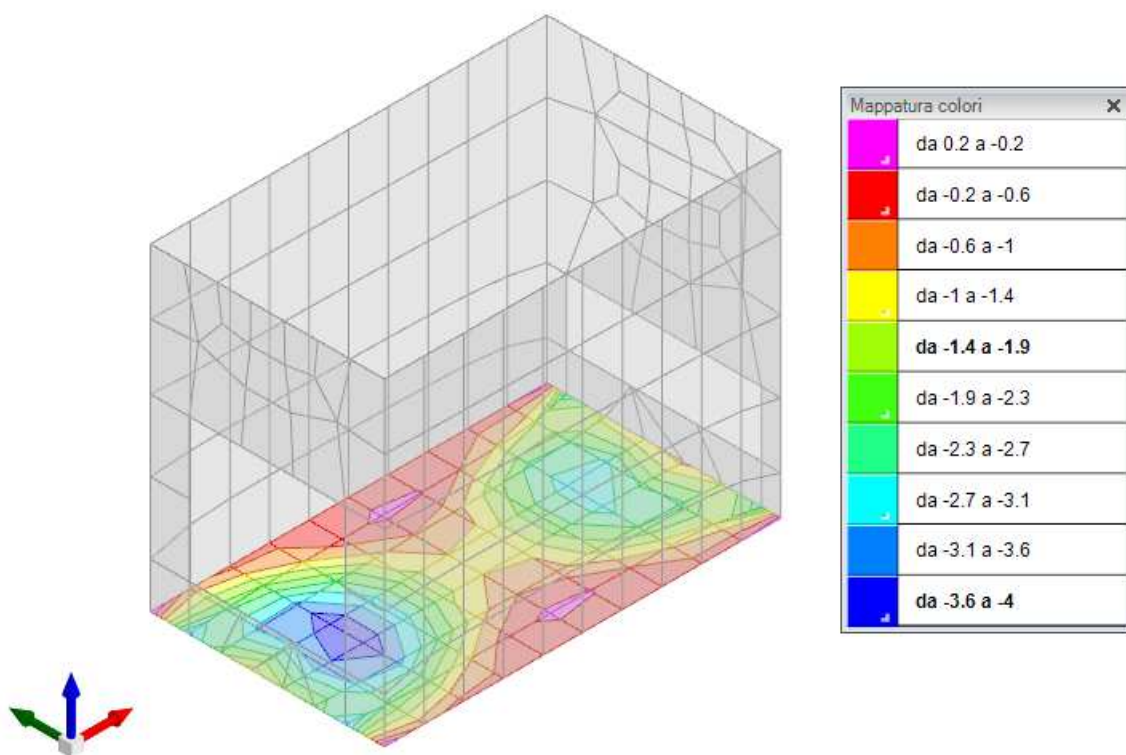


Figura 15 – Sollecitazione momento flettente M_{xx} (involuppo SLU, SLV)

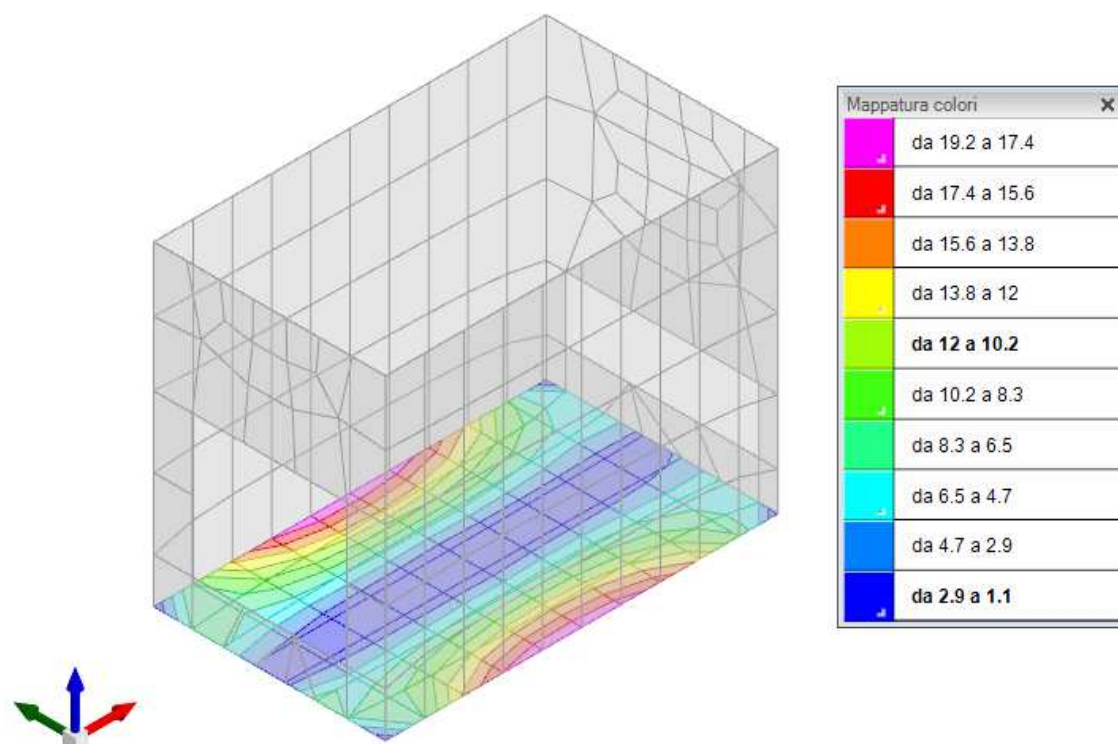


Figura 16 - Sollecitazione momento flettente M_{yy} (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

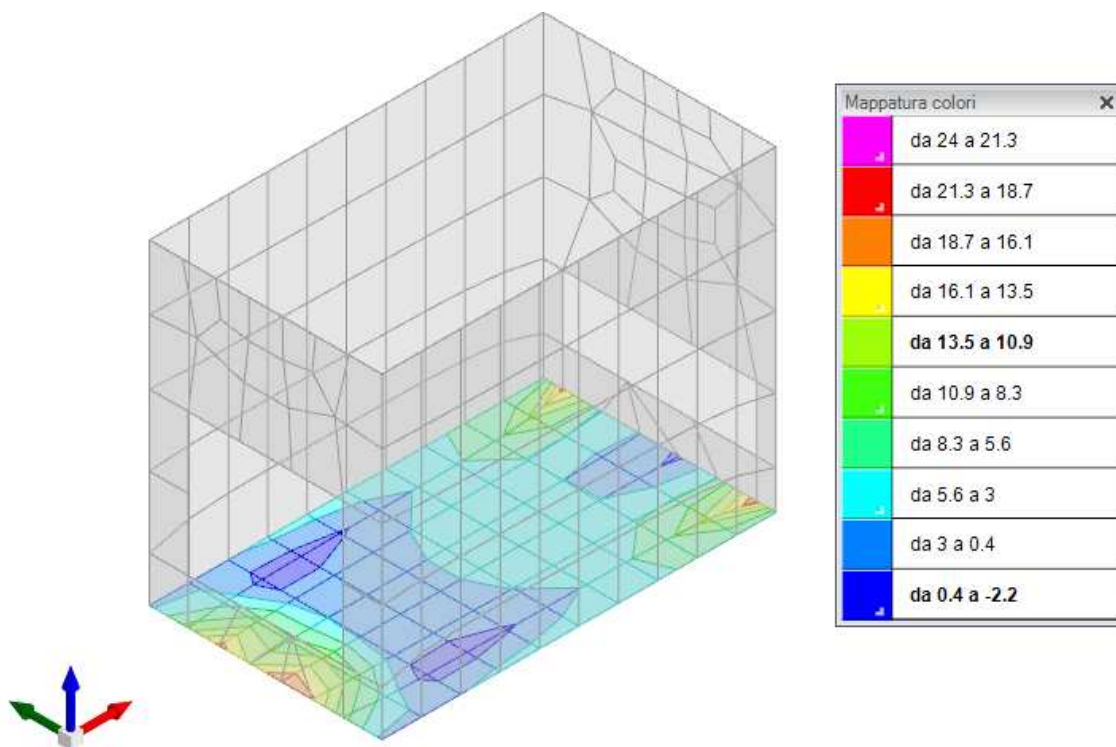


Figura 17 – Sollecitazioni di taglio V_x (involuppo SLU, SLV)

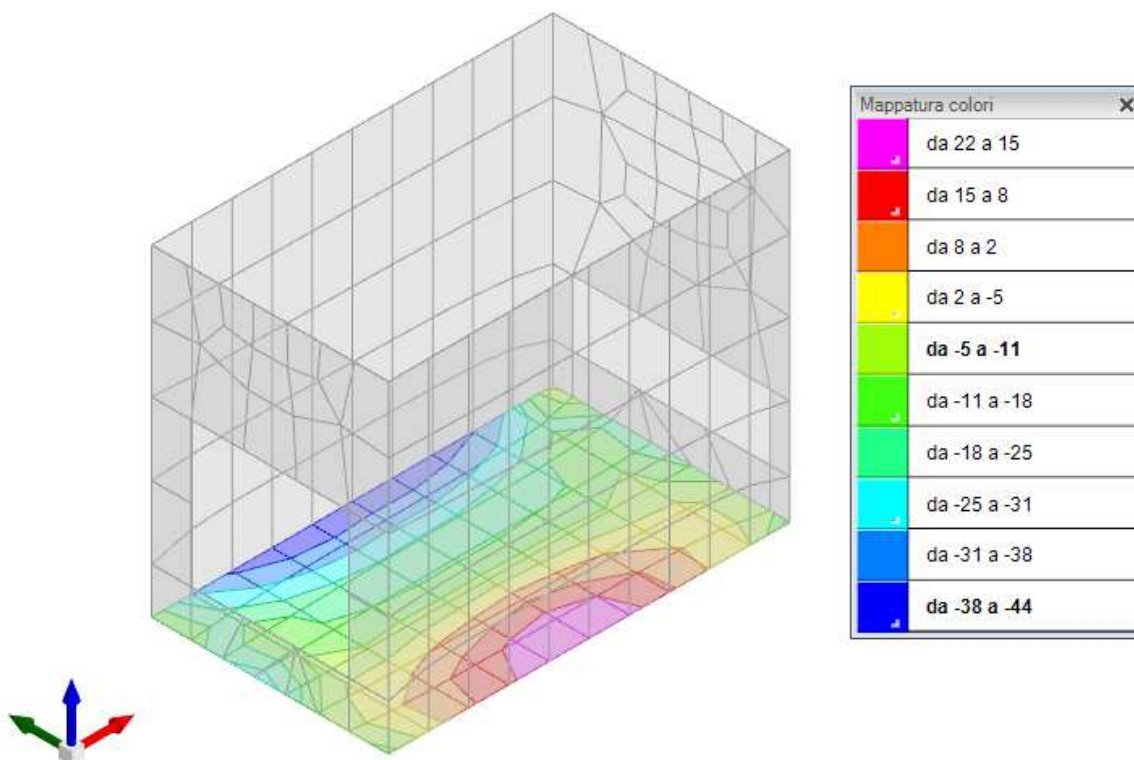


Figura 18 - Sollecitazioni di taglio V_y (involuppo SLU, SLV)

7.5 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito i tabulati di calcolo delle verifiche dei vari elementi strutturali.

7.5.1 Verifiche pareti

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo, riportati di seguito, si specifica quanto segue:

- Armatura verticale: 1+1 Φ 20/20
- Armatura orizzontale: 1+1 Φ 16/20
- Copriferro netto: 5 cm
- Copriferro di calcolo: 5.8 cm

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: spessore del livello. [m]

Descrizione: descrizione della sezione di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

Base: base della sezione. [m]

Altezza: altezza della sezione. [m]

As,sup: area di acciaio efficace superiore. [m]

As,inf: area di acciaio efficace inferiore. [m]

c,sup: copriferro medio superiore. [m]

c,inf: copriferro medio inferiore. [m]

Comb.: combinazione di verifica.

*MEd: momento agente. [kN*m]*

NEd: sforzo normale agente, positivo se di trazione. [kN]

*MRd: momento resistente. [kN*m]*

NRd: sforzo normale resistente, positivo se di trazione. [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

d: altezza utile. [m]

bw: minima larghezza anima. [m]

Armatura a taglio: necessità di armatura a taglio.

Asw/s: rapporto tra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse tra due armature consecutive.

VEd: taglio agente. [kN]

Vrd,c: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]

Vrzd: valore resistente di calcolo a taglio compressione del calcestruzzo d'anima. [kN]

Vrsd: valore resistente di calcolo a taglio trazione dell'armatura trasversale. [kN]

VRd: resistenza a taglio. [kN]

cotg(θ): cotangente dell'angolo dei puntoni rispetto all'asse.

Asl: area armatura longitudinale. [m²]

Sezione fessurata: sezione fessurata.

σ_c : tensione del calcestruzzo. [kN/m²]

$\sigma_{climite}$: tensione limite del calcestruzzo. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σ_f : tensione dell'armatura. [kN/m²]

$\sigma_{flimite}$: tensione limite dell'armatura. [kN/m²]

Parete 1

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	2.3	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
252 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
199 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1319	0.1319	0.0585	0.0585
251 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
163 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
253 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
201 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1319	0.1319	0.0585	0.0585

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
252 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-6.943	7.07	-53.2837	54.28	7.6745	Si
199 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-13.0623	6.31	-104.583	50.49	8.0065	Si
251 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-6.5684	6.72	-53.2555	54.52	8.1078	Si
163 Prosp.A	Verticale	SLV 5	-12.4157	-17.98	-102.2541	-148.05	8.2358	Si
253 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-6.382	6.84	-53.0051	56.79	8.3053	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
252 Prosp.A	Verticale	SLD 15	-7.4154	-7.36	-66.1542	-65.68	8.9212	Si
199 Prosp.A	Verticale	SLD 7	-13.1912	-11.98	-122.0425	-110.87	9.2518	Si
163 Prosp.A	Verticale	SLD 5	-11.6055	-23.4	-110.2774	-222.33	9.5022	Si
251 Prosp.A	Verticale	SLD 1	-7.2717	-9.95	-69.1602	-94.6	9.5109	Si
201 Prosp.A	Verticale	SLD 3	-12.99	-16.29	-127.1882	-159.55	9.7913	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
248 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLV 9	-26.29	-8.67	1.6415	70.77	353.21	0	70.77	2.5	0.0005824	2.6915	Si
256 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLV 5	23.34	-7.96	2.1612	70.69	353.12	0	70.69	2.5	0.0005824	3.028	Si
191 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 5	45.66	-21.13	3.6002	140.4	707.96	0	140.4	2.5	0.0011228	3.075	Si
207 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 9	-44.25	-18.32	2.5829	140.06	707.61	0	140.06	2.5	0.0011228	3.1655	Si
154 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 7	34.21	-15.81	2.1215	130.65	708.45	0	130.65	2.5	0.0009008	3.8195	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
248 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLD 9	-24.04	-13.05	2.0395	71.3	353.75	0	71.3	2.5	0.0005824	2.9662	Si
191 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 5	43.23	-29.72	4.6485	141.44	709.03	0	141.44	2.5	0.0011228	3.2719	Si
256 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLD 5	21.72	-12.33	2.6399	71.21	353.66	0	71.21	2.5	0.0005824	3.2791	Si
207 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 9	-42.75	-25.64	3.3249	140.94	708.52	0	140.94	2.5	0.0011228	3.2966	Si
154 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 3	36.18	-28.85	3.3328	132.22	710.08	0	132.22	2.5	0.0009008	3.6547	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
252 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-4.5551	-4.33	No	-549	19920	15	36.2529	Si
199 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-8.4327	-10.29	No	-520	19920	15	38.2877	Si
251 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-4.2865	-4.48	No	-519	19920	15	38.3514	Si
253 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-4.1631	-4.61	No	-506	19920	15	39.3704	Si

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
201 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-7.9608	-10.2	No	-493	19920	15	40.4406	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
252 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-4.5516	-3.95	No	4473	360000	15	80.4785	Si
251 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-4.2823	-4	No	4184	360000	15	86.0478	Si
199 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-8.4238	-9.65	No	4076	360000	15	88.3114	Si
253 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-4.1581	-4.1	No	4044	360000	15	89.0224	Si
201 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-7.9579	-9.64	No	3828	360000	15	94.0408	Si

Parete 2

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	2.3	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
246 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.032	0.032	0.058	0.058
236 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.032	0.032	0.058	0.058
215 Prosp.A	Verticale	0.9037	0.3	0.0658	0.0658	0.058	0.058
155 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0884	0.0884	0.058	0.058
93 Prosp.A	Verticale	0.15	0.3	0.0201	0.0201	0.058	0.058
92 Prosp.A	Verticale	0.15	0.3	0.0201	0.0201	0.058	0.058

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
246 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-6.6871	-32.62	-60.3768	-294.48	9.0289	Si
236 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-6.2309	-32.24	-64.1124	-331.78	10.2894	Si
215 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-10.1192	-55.97	-136.8205	-756.71	13.5209	Si
155 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-7.961	-38.56	-154.1533	-746.59	19.3636	Si
93 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-0.1578	6.26	-3.1135	123.51	19.7368	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
246 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-5.9502	-29.69	-61.7477	-308.08	10.3775	Si
236 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-5.3633	-29.45	-68.4037	-375.59	12.7539	Si
215 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-8.7041	-51.56	-147.6945	-874.89	16.9683	Si
155 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-7.1193	-43.43	-192.2542	-1172.93	27.0047	Si
93 Prosp.A	Verticale	SLD 7	-0.1189	3.88	-3.6139	118.07	30.4018	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrzd	Vrzd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
236 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 3	15.71	-17.02	-2.5693	66.43	355.37	0	66.43	2.5	0.0003203	4.2292	Si
215 Prosp.A	Verticale	0.242	0.904	Non necessaria	0	SLV 3	25.87	-31.37	-4.0689	120.14	642.38	0	120.14	2.5	0.000658	4.6446	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
246 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 1	-12.89	-17.11	-3.1458	66.44	355.38	0	66.44	2.5	0.0003203	5.1526	Si
152 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 1	-22.32	-32.02	-2.5676	136.83	710.48	0	136.83	2.5	0.0010053	6.1299	Si
155 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 3	17.32	-30.96	-3.3872	132.48	710.35	0	132.48	2.5	0.000884	7.649	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
236 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 3	15.53	-27.83	-5.0289	67.73	356.72	0	67.73	2.5	0.0003203	4.3628	Si
215 Prosp.A	Verticale	0.242	0.904	Non necessaria	0	SLD 3	25.6	-48.3	-8.2418	122.18	644.5	0	122.18	2.5	0.000658	4.7726	Si
246 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 1	-12.48	-28.04	-5.6284	67.76	356.75	0	67.76	2.5	0.0003203	5.43	Si
152 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 1	-21.37	-49.02	-6.1787	138.88	712.61	0	138.88	2.5	0.0010053	6.4977	Si
155 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 3	16.33	-48.34	-6.9914	134.58	712.52	0	134.58	2.5	0.000884	8.2436	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
246 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-3.3079	-16.57	No	-515	19920	15	38.6717	Si
236 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-2.9775	-16.46	No	-473	19920	15	42.0802	Si
246 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-2.2286	-11.34	No	-348	14940	15	42.9142	Si
215 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-4.8984	-29.34	No	-435	19920	15	45.8139	Si
236 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-2.0074	-11.27	No	-320	14940	15	46.6544	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
246 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-3.3079	-16.57	No	2227	360000	15	161.6383	Si
236 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-2.9775	-16.46	No	1859	360000	15	193.6663	Si
215 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-4.8984	-29.34	No	1559	360000	15	230.9685	Si
92 Prosp.A	Verticale	SLE RA 1	-0.0122	3.57	No	1094	360000	15	329.1897	Si
155 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-4.2205	-27.52	No	1090	360000	15	330.4264	Si

Parete 3

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	2.3	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
229 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
198 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1319	0.1319	0.0585	0.0585
228 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
162 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
230 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
200 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1319	0.1319	0.0585	0.0585

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
229 Prosp.A	Verticale	SLV 9	6.939	7.09	53.2696	54.41	7.6769	Si
198 Prosp.A	Verticale	SLV 5	13.0551	6.28	104.6	50.32	8.0122	Si
228 Prosp.A	Verticale	SLV 5	6.5646	6.69	53.2837	54.27	8.1168	Si
162 Prosp.A	Verticale	SLV 7	12.416	-17.97	102.2483	-147.99	8.2352	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
230 Prosp.A	Verticale	SLV 9	6.3782	6.78	53.0529	56.36	8.3179	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
229 Prosp.A	Verticale	SLD 13	7.4118	-7.34	66.1345	-65.49	8.9228	Si
198 Prosp.A	Verticale	SLD 5	13.1838	-12.01	122.074	-111.18	9.2594	Si
162 Prosp.A	Verticale	SLD 7	11.6028	-23.41	110.3017	-222.56	9.5064	Si
228 Prosp.A	Verticale	SLD 3	7.2681	-9.97	69.1906	-94.9	9.5198	Si
200 Prosp.A	Verticale	SLD 1	12.9824	-16.31	127.214	-159.78	9.799	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
225 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLV 11	26.3	-8.55	-1.647	70.76	353.19	0	70.76	2.5	0.0005824	2.6903	Si
233 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLV 7	-23.37	-7.74	-2.164	70.66	353.09	0	70.66	2.5	0.0005824	3.0237	Si
190 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 7	-45.5	-21.14	-3.5978	140.4	707.96	0	140.4	2.5	0.0011228	3.0857	Si
206 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 11	44.21	-18.32	-2.6007	140.06	707.61	0	140.06	2.5	0.0011228	3.1683	Si
153 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 5	-34.18	-16.1	-2.1232	130.68	708.49	0	130.68	2.5	0.0009008	3.8233	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
225 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLD 11	24.02	-12.85	-2.0471	71.28	353.73	0	71.28	2.5	0.0005824	2.967	Si
233 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessaria	0	SLD 7	-21.77	-12.02	-2.6409	71.17	353.62	0	71.17	2.5	0.0005824	3.2692	Si
190 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 7	-43.05	-29.77	-4.6485	141.44	709.04	0	141.44	2.5	0.0011228	3.2855	Si
206 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 11	42.74	-25.61	-3.346	140.94	708.52	0	140.94	2.5	0.0011228	3.2977	Si
153 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 1	-36.27	-29.28	-3.3278	132.28	710.14	0	132.28	2.5	0.0009008	3.6469	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
229 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	4.553	-4.32	No	-549	19920	15	36.275	Si
198 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	8.4289	-10.31	No	-520	19920	15	38.2992	Si
228 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	4.2837	-4.49	No	-519	19920	15	38.3686	Si
230 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	4.1615	-4.7	No	-506	19920	15	39.3439	Si
200 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	7.9559	-10.21	No	-492	19920	15	40.4617	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
229 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	4.5495	-3.93	No	4473	360000	15	80.4902	Si
228 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	4.2795	-4.04	No	4178	360000	15	86.1715	Si
198 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	8.42	-9.67	No	4074	360000	15	88.3714	Si
230 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	4.1565	-4.16	No	4037	360000	15	89.1812	Si
200 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	7.953	-9.66	No	3824	360000	15	94.1303	Si

Parete 4

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	2.3	0

Verifiche nei nodi
Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
100 Prosp.A	Verticale	0.2	0.3	0.0178	0.0178	0.058	0.058
97 Prosp.A	Verticale	0.2	0.3	0.0178	0.0178	0.058	0.058
235 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.032	0.032	0.058	0.058
245 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.032	0.032	0.058	0.058
173 Prosp.A	Orizzontale	0.3	0.3	0.0628	0.0628	0.0908	0.0908
133 Prosp.A	Orizzontale	0.3	0.3	0.0628	0.0628	0.0908	0.0908
212 Prosp.A	Verticale	0.9682	0.3	0.1258	0.1258	0.0584	0.0584

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
100 Prosp.A	Verticale	SLV 7	1.089	10.42	7.1184	68.14	6.5369	Si
97 Prosp.A	Verticale	SLV 5	1.1068	9.76	7.4385	65.6	6.7205	Si
235 Prosp.A	Verticale	SLV 5	5.3095	-17.21	44.5975	-144.59	8.3996	Si
245 Prosp.A	Verticale	SLV 7	5.2959	-17.14	44.5556	-144.2	8.4132	Si
173 Prosp.A	Orizzontale	SLV 11	0.7791	15.72	13.9755	281.97	17.9376	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
235 Prosp.A	Verticale	SLD 1	5.7921	-26.01	55.9645	-251.35	9.6622	Si
245 Prosp.A	Verticale	SLD 3	5.7704	-25.97	56.0686	-252.35	9.7166	Si
100 Prosp.A	Verticale	SLD 7	0.9908	1.93	12.4872	24.28	12.6038	Si
97 Prosp.A	Verticale	SLD 5	0.9995	1.56	12.9595	20.29	12.9662	Si
133 Prosp.A	Orizzontale	SLD 13	1.68	1.54	38.9994	35.72	23.2142	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrzd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
245 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 13	13.5	-19.09	3.2611	66.68	355.63	0	66.68	2.5	0.0003203	4.9372	Si
235 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 15	-13.4	-19.12	3.2758	66.68	355.63	0	66.68	2.5	0.0003203	4.9779	Si
173 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 13	-10.78	-20.3	2.2555	70.29	355.78	0	70.29	2.5	0.0005342	6.5231	Si
176 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 15	10.58	-20.38	2.2966	70.3	355.79	0	70.3	2.5	0.0005342	6.6431	Si
212 Prosp.A	Verticale	0.242	0.968	Non necessaria	0	SLV 15	-16.38	-42.19	4.2309	145.22	688.15	0	145.22	2.5	0.0012581	8.8677	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrzd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
245 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 9	12.9	-33.28	6.3836	68.39	357.4	0	68.39	2.5	0.0003203	5.3037	Si
235 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 11	-12.81	-33.3	6.3977	68.4	357.4	0	68.4	2.5	0.0003203	5.3401	Si
173 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 13	-11.33	-30.57	3.9617	71.54	357.06	0	71.54	2.5	0.0005342	6.3158	Si
176 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 15	11.16	-30.68	4.0094	71.55	357.08	0	71.55	2.5	0.0005342	6.4133	Si
212 Prosp.A	Verticale	0.242	0.968	Non necessaria	0	SLD 15	-15.73	-68.43	8.8338	148.39	691.43	0	148.39	2.5	0.0012581	9.4359	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
235 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	3.5254	-16.73	No	-543	19920	15	36.6732	Si
245 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	3.5149	-16.7	No	-542	19920	15	36.7731	Si
235 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	2.3764	-11.35	No	-367	14940	15	40.7529	Si
245 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	2.3689	-11.33	No	-366	14940	15	40.8726	Si
212 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	5.2942	-39.98	No	-440	19920	15	45.2642	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σ_f	σ_f limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
235 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	3.5254	-16.73	No	2461	360000	15	146.3043	Si
245 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	3.5149	-16.7	No	2451	360000	15	146.861	Si
100 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	0.6715	-1.52	No	1523	360000	15	236.4149	Si
97 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	0.667	-1.56	No	1500	360000	15	240.0048	Si
212 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	5.2942	-39.98	No	1101	360000	15	327.0337	Si

7.5.2 Verifiche Platea di fondazione

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo, riportati di seguito, si specifica quanto segue:

- Armatura longitudinale: 1+1 Φ 20/20 superiori
1+1 Φ 20/20 inferiori
- Copriferro netto: 5 cm
- Copriferro di calcolo: 8 cm

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

Nodo: indice del nodo di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

B: base della sezione rettangolare di verifica. [m]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]

A. sup.: area barre armatura superiori. [m²]

C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]

A. inf.: area barre armatura inferiori. [m²]

C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]

Comb.: combinazione di verifica.

*M: momento flettente. [kN*m]*

N: sforzo normale. [kN]

*Mu: momento flettente ultimo. [kN*m]*

Nu: sforzo normale ultimo. [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

A. st.: area staffe su interasse. [m]

A. sag.: area sagomati su interasse. [m]

Ved: taglio agente. [kN]

Vrd: taglio resistente. [kN]

Vrdc: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]

Vrds: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]

Vrsc: resistenza di calcolo a taglio compressione. [kN]

cotg θ : cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

Asl: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [m²]

σ_c : tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]

σ_{lim} : tensione limite. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σ_f : tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (34.079; 24.523; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
84	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 9	18.5023	-53.59	164.9429	-477.78	8.9147	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 7	18.2961	-52.94	164.8784	-477.08	9.0117	Si
83	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 5	18.2925	-52.93	164.8767	-477.06	9.0134	Si
85	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 9	17.9349	-51.64	164.5892	-473.92	9.177	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 11	17.9011	-51.58	164.6324	-474.39	9.1968	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
84	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 9	16.2436	-49.89	168.617	-517.93	10.3805	Si
83	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 5	16.0328	-49.1	168.4151	-515.72	10.5044	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 7	16.0315	-49.09	168.4167	-515.74	10.5053	Si
85	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 9	15.4616	-47.39	168.4758	-516.39	10.8964	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 11	15.4381	-47.35	168.5141	-516.8	10.9155	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 5	-42.93	-43.58	152.94	152.94	0	647.21	2.5	0.0015708	3.5626	Si
83	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 7	42.92	-43.62	152.94	152.94	0	647.21	2.5	0.0015708	3.5636	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-42.54	-42.2	152.79	152.79	0	647.05	2.5	0.0015708	3.5917	Si
85	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 11	42.51	-42.23	152.79	152.79	0	647.05	2.5	0.0015708	3.5944	Si
84	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 11	42.12	-44.67	153.06	153.06	0	647.33	2.5	0.0015708	3.6337	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 5	-37.01	-44.3	227.09	227.09	0	647.29	2.5	0.0015708	6.1357	Si
83	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 7	37	-44.33	227.09	227.09	0	647.29	2.5	0.0015708	6.1376	Si
84	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 11	36.43	-45.32	227.2	227.2	0	647.41	2.5	0.0015708	6.2361	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-35.52	-42.54	226.9	226.9	0	647.09	2.5	0.0015708	6.3878	Si
85	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 11	35.51	-42.57	226.9	226.9	0	647.09	2.5	0.0015708	6.3891	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
84	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	9.2395	-25.6	-632	14940	15	Si
83	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	8.9866	-25.09	-616	14940	15	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	8.9812	-25.1	-615	14940	15	Si
85	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	8.8269	-24.41	-604	14940	15	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	8.8182	-24.35	-603	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
84	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.9578	-32.49	3234	360000	15	Si
83	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.6854	-31.79	3149	360000	15	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.6799	-31.78	3147	360000	15	Si
85	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.3797	-30.76	3064	360000	15	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.37	-30.71	3062	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

7.6 Verifiche geotecniche

7.6.1 Valutazione della costante di sottofondo

La rigidità delle molle, attraverso la quale viene schematizzata l'interazione terreno-struttura, viene calcolata utilizzando un coefficiente di sottofondo pari a 60624 kN/m³.

Tale valore è stato valutato mediante la metodologia di Joseph E. Bowles, che permette di stimare la costante di Winkler verticale per fondazioni superficiali rettangolari sulla base della capacità portante (carico ultimo) della fondazione, calcolata tramite la formula di Hansen, con la seguente formula:

$$k = 40 \times q_{lim}$$

dove la resistenza ultima del terreno corrisponde ad un cedimento $w = 2.5$ cm, limite per le condizioni di esercizio di una struttura.

In relazione al valore di capacità portante calcolato nei paragrafi successivi si ottiene: $k = 60624$ kN/m³.

7.6.2 Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

Per il calcolo del carico limite della fondazione del tombino si utilizza la formula di Brinch-Hansen. La verifica viene condotta allo stato limite ultimo secondo l'Approccio di progetto 2:

- Combo 1: A1 + M1 + R3

In accordo con le sezioni di progetto e con i profili geotecnici, la platea di fondazione del pozzetto risulta interessare il litotipo All. Pertanto ai fini della verifica della capacità portante si impiegano le caratteristiche di questo litotipo.

I calcoli per la valutazione della pressione limite di progetto sono riepilogati nelle tabelle di seguito:

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

AZIONI IN TESTA ALLA FONDAZIONE

$F_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione X (Direzione parallela alla base)
$F_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione Y (Direzione parallela alla lunghezza)
$F_z =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
$M_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione X
$M_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

$B =$	<input type="text" value="2,10"/>	m	Base
$L =$	<input type="text" value="3,35"/>	m	Lunghezza
$H =$	<input type="text" value="0,30"/>	m	Altezza
$D =$	<input type="text" value="0,30"/>	m	Profondità piano di posa
$\alpha =$	<input type="text" value="0"/>	°	Inclinazione del piano di posa

Considera peso proprio fondazione

$\gamma_p =$	<input type="text" value="25,00"/>	kN/m ³	Peso per unità di volume fondazione
$P_p =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

Considera momenti di trasporto

$F_{xd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione X
$F_{yd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione Y
$F_{zd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
$M_{xd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione X
$M_{yd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione Y
$V =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Componente verticale del carico
$H =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Componente orizzontale del carico
$\theta_v =$	<input type="text" value="0,00"/>	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
$\theta_H =$	<input type="text" value="90,00"/>	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza
$e_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	m	Eccentricità in direzione X
$e_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

$B' =$	<input type="text" value="2,10"/>	m	Base ridotta
$L' =$	<input type="text" value="3,35"/>	m	Lunghezza ridotta
$A' =$	<input type="text" value="7,04"/>		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

$\gamma =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
$\phi' =$	<input type="text" value="38"/>	°	Angolo di attrito
$c' =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m ²	Coesione efficace
$c_u =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m ²	Coesione non drenata
$\gamma_r =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale
$K_p =$	<input type="text" value="4,204"/>		Coefficiente di spinta passiva
$q =$	<input type="text" value="5,40"/>	kN/m ²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

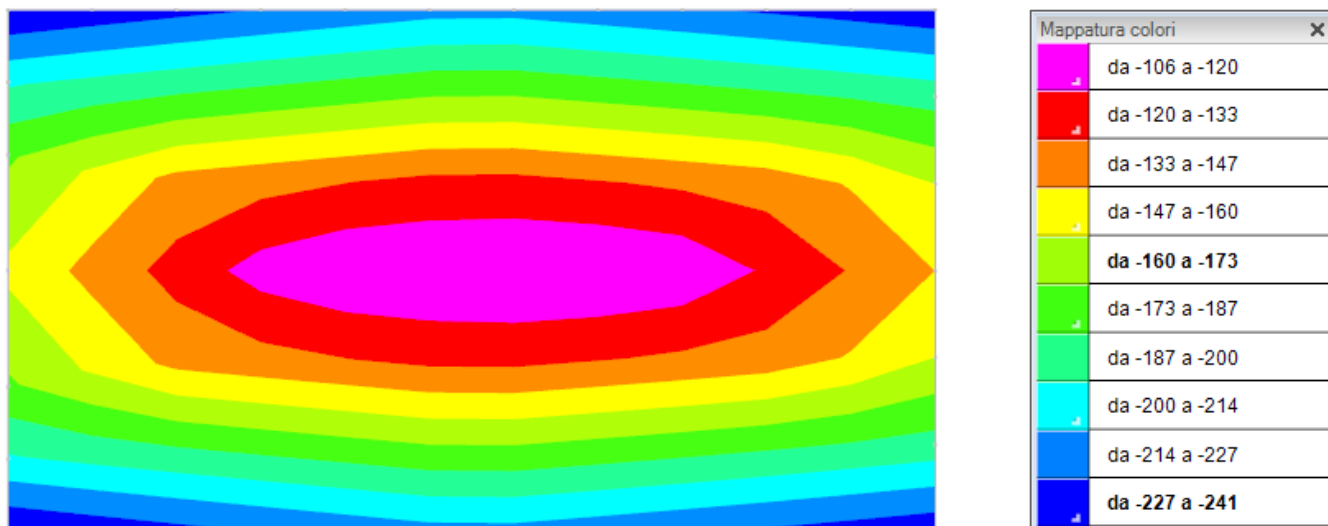
$k=$	0,14	Fattore di profondità
$m_B=$	1,61	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
$m_L=$	1,39	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
$m=$	1,61	Parametro di forma complessivo
$N_c=$	61,35	Fattori di capacità portante
$N_q=$	48,93	
$N_\gamma=$	74,90	
$s_c=$	1,39	Fattori di forma
$s_q=$	1,39	
$s_\gamma=$	0,81	
$b_c=$	1,00	Fattori di inclinazione del piano di posa
$b_q=$	1,00	
$b_\gamma=$	1,00	
$i_c=$	1,00	Fattori di inclinazione del carico
$i_q=$	1,00	
$i_\gamma=$	1,00	

PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S.=	2,3	Fattore di sicurezza
$q_{LIM}=$	1515,597 kN/m ²	Pressione limite
$q_{R,D}=$	658,96 kN/m ²	Pressione resistente di progetto

La verifica della capacità portante del complesso terreno fondazione viene effettuata confrontando le pressioni esercitate dalla struttura sul terreno, ottenute dall'analisi ad elementi finiti, con la pressione resistente limite precedentemente determinata. I valori massimi delle pressioni sul terreno sono riportati graficamente nello schema seguente:



Essendo la pressione sul terreno inferiore a quella limite di progetto la verifica risulta soddisfatta.

8 DIMENSIONAMENTO TUBO CIRCOLARE

Come già accennato, la tubazione scelta per i tombini circolari è in calcestruzzo con classe di resistenza 135 kN/m², e presenta diametro interno DN1000 e spessore di 80 mm.

Viste le caratteristiche geometriche analoghe per tutti i tombini di questa tipologia, i calcoli sono eseguiti per un tipologico individuato in base alla massima altezza di ricoprimento di terreno (individuato nel TM09), e possono essere ragionevolmente estesi anche agli altri casi in progetto.

Il tubo viene posato su un magrone Sp=10 cm e su di un sottofondo in CLS armato con rete $\phi 12/20 \times 20$ e opportunamente rinfiancato con CLS.

Tale modalità di posa determina un coefficiente di posa CP=3.5 come di seguito specificato:

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

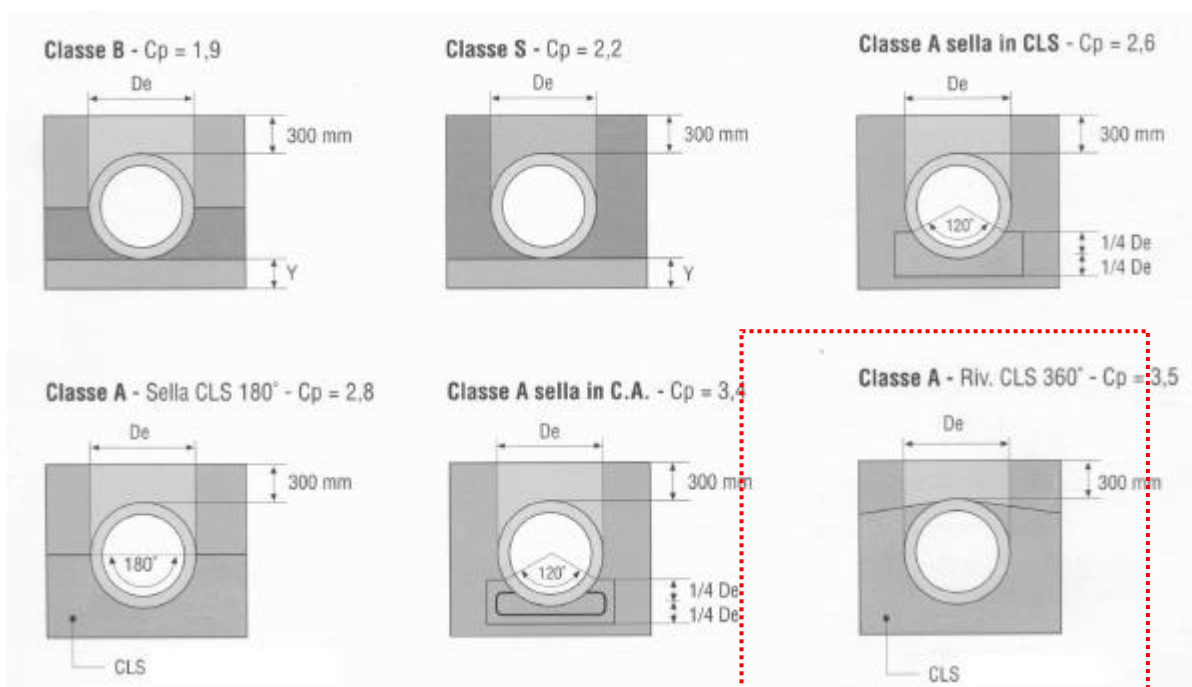


Figura 19 Modalità di scelta del coefficiente di posa CP

La verifica statica delle tubazioni rigide (calcestruzzo armato) è stata eseguita utilizzando il metodo diretto. Come già accennato si esegue la verifica per la tubazione con la massima altezza del rinterro, pari a 2.90 m (TM09).

Per la verifica deve risultare:

$$K_r / Q_s > \eta$$

in cui:

- K_r è il carico di rottura in trincea ($K_r = F_n \times C_p$);
- C_p = coefficiente di posa che dipende dalla rigidità del piano di posa;
- F_n = carico di rottura per schiacciamento della tubazione, ottenuto come prodotto fra la classe di resistenza della tubazione = 135 kN/m² e il diametro esterno della stessa.
- Q_s = sommatoria sei carichi esterni;
- η = coefficiente di sicurezza > 1,5;

I calcoli di verifica sono riepilogati di seguito.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

VERIFICA TUBAZIONE INTERRATE.		
DATI		
DN	1000 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)
s =	80 mm	Spessore tubo
Q ₀ =	135 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo risultate da laboratorio
H =	2900 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore)
B =	5200 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo
L =	5800 mm	Lunghezza in metri di tubazione interessata dal sovraccarico
Tipo terreno	cemento	Materiale costruttivo della tubazione
ρ =	18 KN/m ³	Peso specifico del terreno di ricoprimento
φ =	35,0 °	Angolo di attrito del rinterro
δ =	30,0 °	Angolo d'attrito terreno tubazione
Tipo rinterro	Normale	Normale - Indefinito
Tipo trincea	larga	Stretta - Larga
Tipo appoggio	Tipo A	Tipo A - Tipo B - Tipo C
P _v =	150 KN	Forza concentrata per carico da traffico
P _d =	0 KN/m ²	Forza distribuita per carico statico ψ=1
γ _s =	1,5	Coefficiente di sicurezza (1.3-1.5)
K =	3,5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)
C _d =	0,80	Coeff. di carico (vedi diagramma)
RISULTATI		
K _a =	0,2710	Coefficiente di spinta attiva
D =	1160 mm	Diametro esterno tubazione
H/B =	0,5577	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea
H/D =	2,5000	Rapporto per la determinazione di Ct
C _t =	4,2875	
P _{t,min} =	60,6 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo
P _t =	103,8 KN/m	Carico verticale rinterro
m =	1,6896	Fattore empirico che tiene conto della presenza delle altre ruote di un mezzo a due assali
ψ =	1,1034	Coefficiente di incremento dinamico stradale
L/2H =	1,00	
D/2H =	0,20	
P' _{vc} =	38,6 KN/m	Carico verticale variabile sulla generatrice superiore
P _{vd} =	0,0 KN/m	Carico verticale distribuito sulla generatrice superiore
P _{Ed} =	142,4 KN/m	Carico totale
P _{Rd} =	548,1 KN/m	Carico resistente in trincea
n =	✓ 3,848	Coefficiente di sicurezza > 1.3-1.5

9 MANUFATTO DI IMBOCCO

9.1 Geometria dell'opera

Il tombino idraulico prevede un manufatto di imbocco in c.a. gettato in opera, costituito da un paramento controterra a "C" di spessore pari a 30 cm, e dimensioni in pianta pari a 2.30x6.80m. Il manufatto presenta un'altezza massima di 2.30 m.

La suola di fondazione, di spessore pari a 30 cm, presenta una forma in pianta rettangolare di dimensioni 2.30x6.80m.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

9.2 Analisi dei carichi

I **pesi propri** degli elementi strutturali sono calcolati automaticamente dal software di calcolo associando materiale e sezione alle varie strutture.

Si considerano i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo 25 kN/m³

I valori dei carichi sono riepilogati di seguito.

9.2.1 Parapetto

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Le azioni dovute al parapetto, alloggiato in testa alle pareti, sono valutate in accordo con quanto prescritto al par. 5.1.3.10 delle NTC2018, nel quale è scritto che i parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1.5 kN/m applicata al corrimano, che comporta una sollecitazione di momento flettente alla base del parapetto stesso. Oltre a tale azione si considera il peso proprio del parapetto.

I carichi e le sollecitazioni alla base del cordolo sono riepilogati di seguito:

H= 1.5 kN/m, azione orizzontale applicata al corrimano

N= 0.50 kN/m, peso del parapetto

h=1.00 m, altezza corrimano da base cordolo

9.2.2 Azione della temperatura

Per gli effetti della temperatura si tiene conto di quanto prescritto al §3.5.5 delle NTC2018, che affermano che nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Pertanto, essendo la struttura esposta nei confronti delle variazioni termiche, è stata applicata a tutti gli elementi strutturali una variazione di temperatura uniforme di 15°C.

9.2.3 Spinta del terreno sulle pareti

Si riportano di seguito i grafici delle spinte del terreno sulle pareti del manufatto tenendo conto della presenza di materiale di riporto a tergo, per il quale si considerano le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

$\gamma_k = 19,0$ kN/m³ peso di volume caratteristico;

$\varphi'_k = 35$ ° angolo di operativo attrito caratteristico.

Considerando che le strutture in esame sono in grado di subire spostamenti sufficienti alla mobilitazione della spinta attiva, le azioni agenti sulle stesse verranno calcolate per mezzo del coefficiente di spinta attiva.

Nel calcolo delle spinte si è tenuto conto di un sovraccarico accidentale sul terreno di 20 kN/m².

I risultati e gli andamenti delle pressioni caratteristiche, sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tutti i valori sono riferiti a una striscia di larghezza unitaria.

GEOMETRIA MURO E RINTERRO

γ_M	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
s_1	0,3	m	Spessore alla base
s_2	0,3	m	Spessore in testa
h_0	0,3	m	Altezza suola fondazione
h	2	m	Altezza paramento
β	0	°	Ang. terrapieno sull'orizzontale (>0 antiorario)
ψ	90	°	Ang. par. interna sull'orizzontale (>0 orario)
H	2,3	m	Altezza totale muro

MODALITA' DI SPINTA

Spinta attiva secondo la teoria di Mononobe-Oka

PARAMETRI SISMICI

C	Categoria suolo
T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	Caratteristiche pendio
Muro in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno	Caratteristiche pendio

$a_{0,2}$	0,223	g	Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (riferita all'accel. di gravità g)
$F_{0,2}$	2,476		Fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
$T_{0,2}$	0,330	s	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
$C_{0,2}$	1,514		Coefficiente che modifica il valore del periodo $T_{0,2}$
$S_{0,2}$	1,369		Coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_{1,2}$	1,000		Coefficiente di amplificazione topografica
$S_{2,2}$	1,369		Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo
a_{max}	0,305	g	Accelerazione massima attesa al sito (riferita all'accelerazione di gravità g)
$\beta_{0,2}$	0,38		Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
$k_{0,2}$	0,116		Coefficiente sismico orizzontale
$k_{v,2}$	0,058		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso l'alto
$k_{v,2}$	-0,058		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso il basso
$\theta_{A,2}$	6,26	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso l'alto
$\theta_{B,2}$	7,02	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso il basso

SOVRACCARICHI SUL RINTERRO

g_{1k}	g_{2k}	q_{1k}	
0	0	20	kN/m ²
s_{g1k}	s_{g2k}	s_{q1k}	
1	1	0,3	

Carico uniformemente distribuito a tergo del paramento

Coefficiente di riduzione della massa del sovraccarico

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi

γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E
1	1	1	-
1,3	1,5	1,5	-
1	1,3	1,3	-
1	1	1	1

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLE

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (A1) E APPROCCIO 2

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (A2)

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi in combinazione sismica SLV

Coefficiente parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

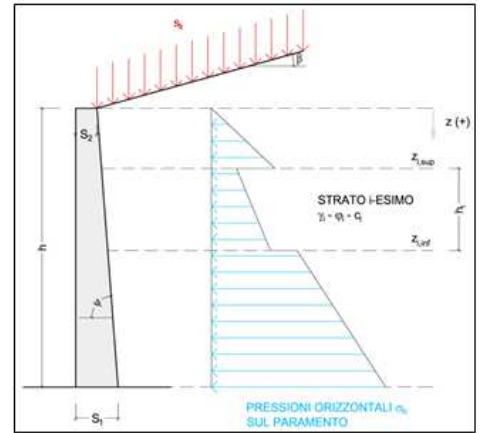
γ_c	γ_e	γ_c
1	1	1
1	1,25	1,25

Coefficiente parziali di sicurezza dei parametri geotecnici SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV

Coefficiente parziali di sicurezza dei parametri geotecnici - SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)

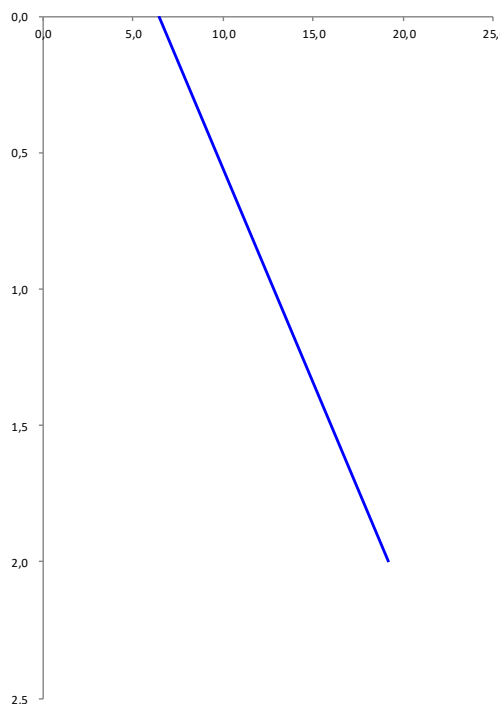
CARATTERISTICHE STRATI TERRENO

Strato	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	h [m]	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI				PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV				COEFF. DI SPINTA DI PROGETTO SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV				PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)				COEFF. DI SPINTA DI PROGETTO SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)			
				γ_s [kN/m ³]	ϕ_k [°]	δ_v [°]	c_u^* [kN/m ²]	γ_s [kN/m ³]	ϕ_s [°]	δ_s [°]	c_u^* [kN/m ²]	$k_{0,s}$ [-]	$k_{s,s}$ [-]	$k_{\alpha,s}$ [-]	$k_{\beta,s}$ [-]	γ_s [kN/m ³]	ϕ_s [°]	δ_s [°]	c_u^* [kN/m ²]	$k_{0,s}$ [-]	$k_{s,s}$ [-]	$k_{\alpha,s}$ [-]	$k_{\beta,s}$ [-]
1	0,00	2,00	2,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
2	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
3	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
4	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
5	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
6	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
7	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
8	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
9	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
10	2,00	2,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424



PRESSIONI DI PROGETTO CONDIZIONI SISMICHE SLV

STRATO	Z_{sup} / Z_{inf} [m]	k_{hd} [-]	Tensione verticale litostatica σ_{vj} [kN/m ²]	c_{hd} Terreno [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	c_{hd} Sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione della forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m ²]	Pressione dell'incremento sismico di spinta [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione orizzontale totale di progetto $\sigma_{hd,tot}$ [kN/m ²]
1	0,00	0,27	0,0	0,00	0,00	0,00	5,42	0,87	0,00	0,00	0,00	0,19	6,48
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
2	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
3	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
4	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
5	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
6	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
7	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
8	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
9	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
10	2,00	0,27	36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19
	2,00		36,0	9,76	0,00	0,00	5,42	0,87	2,96	0,00	0,00	0,19	19,19



9.2.4 Criteri di calcolo delle azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare i diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Tutti i parametri che definiscono tale caratterizzazione dipendono dalla probabilità di superamento PVR dell'evento sismico nel periodo di riferimento VR.

I valori dei parametri di progetto relativi alla tipologia e all'uso a cui le strutture sono destinate ed i parametri per la definizione degli spettri elastici in funzione della localizzazione geografica e del periodo di ritorno considerato sono descritti di seguito:

latitudine: 42.719601 [°]

longitudine: 12.627774 [°]

Assumendo:

- classe d'uso: IV

- vita nominale: 50 anni
- categoria sottosuolo: C
- categoria topografica: T1
- periodo di riferimento: 100 anni
- coefficiente d'uso C_u : 2

I parametri per l'individuazione dell'azione sismica sono:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	60	Default (0,0819)	Default (2,471)	Default (0,285)
SLD	Default (63)	101	Default (0,1009)	Default (2,452)	Default (0,29)
SLV	Default (10)	949	Default (0,223)	Default (2,476)	Default (0,33)
SLC	Default (5)	1950	Default (0,2723)	Default (2,506)	Default (0,34)

Dal punto di vista sismico il suolo di fondazione lungo il tracciato è classificabile in parte di tipo "C" ed in parte di tipo "B".

A vantaggio di sicurezza si impiega la **categoria sismica C**.

L'amplificazione stratigrafica è descritta mediante i coefficienti SS e ST che assumono i seguenti valori per ciascuno stato limite considerato:

SS orizzontale SLO = 1.5

SS orizzontale SLD = 1.5

SS orizzontale SLV = 1.3408

ST = 1.0 (categoria T1 - superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con pendenza < 15%)

Le strutture vengono calcolate come non dissipative impiegando pertanto come spettro di risposta quello elastico definito dai parametri precedentemente riportati, abbattuto di un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5$$

L'edificio si configura come struttura in c.a. a pareti non accoppiate regolare in elevazione, e la struttura è analizzata come "non dissipativa", pertanto si impiega un fattore di comportamento unitario.

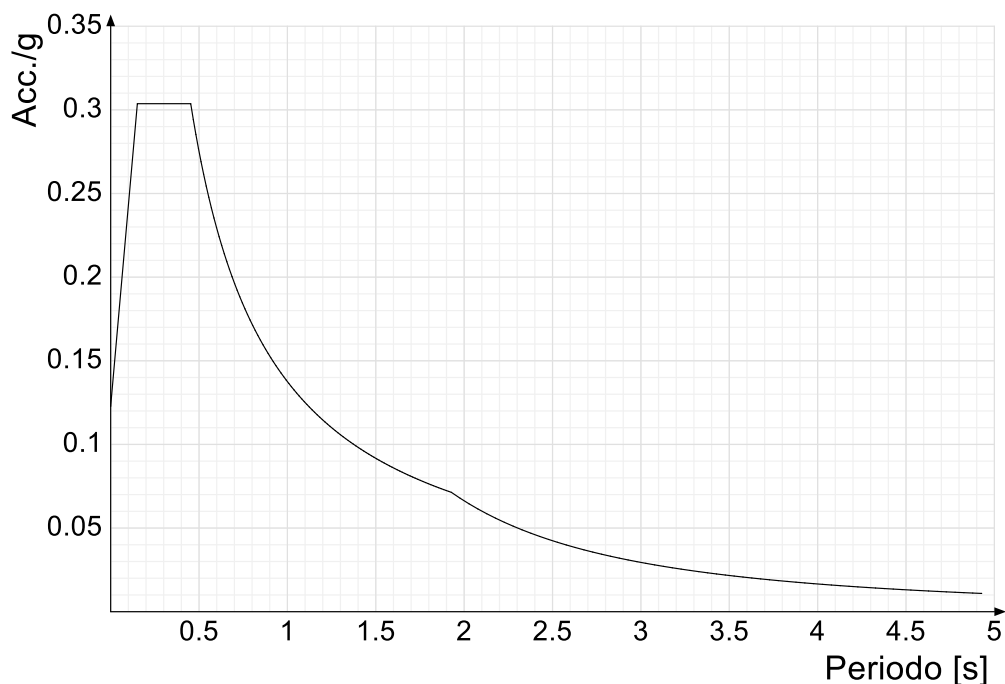
$$q_{ND} = 1.00$$

Pertanto gli spettri di progetto coincidono con quelli elastici.

9.2.4.1 Spettri di risposta

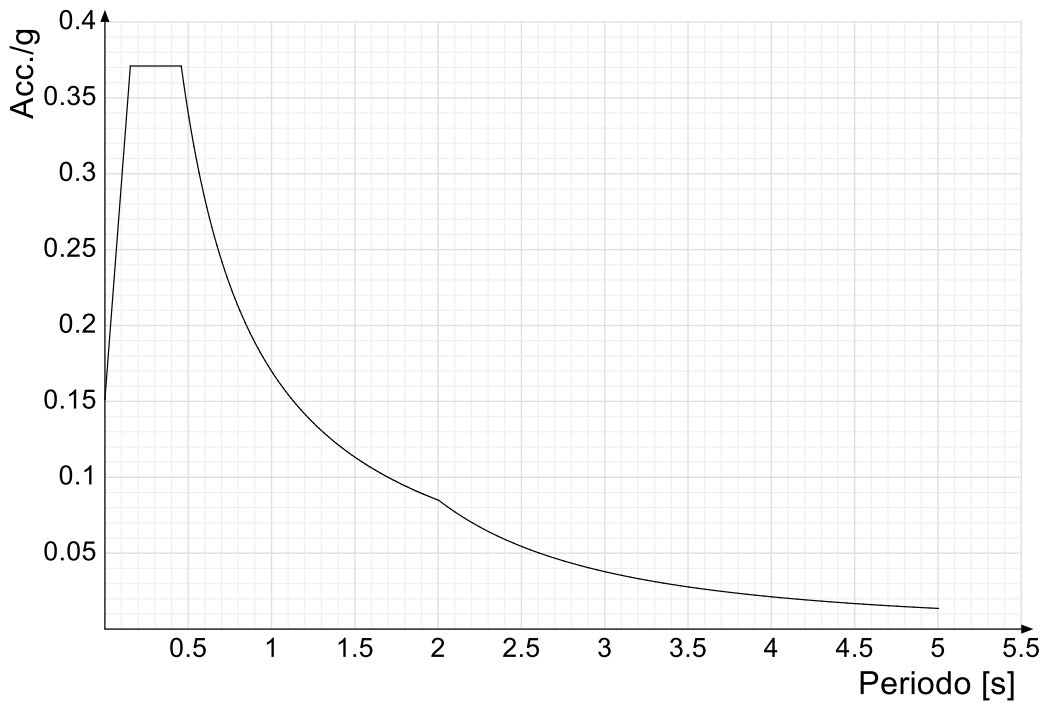
Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici e di progetto della componente orizzontale per ciascuno stato limite considerato.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]

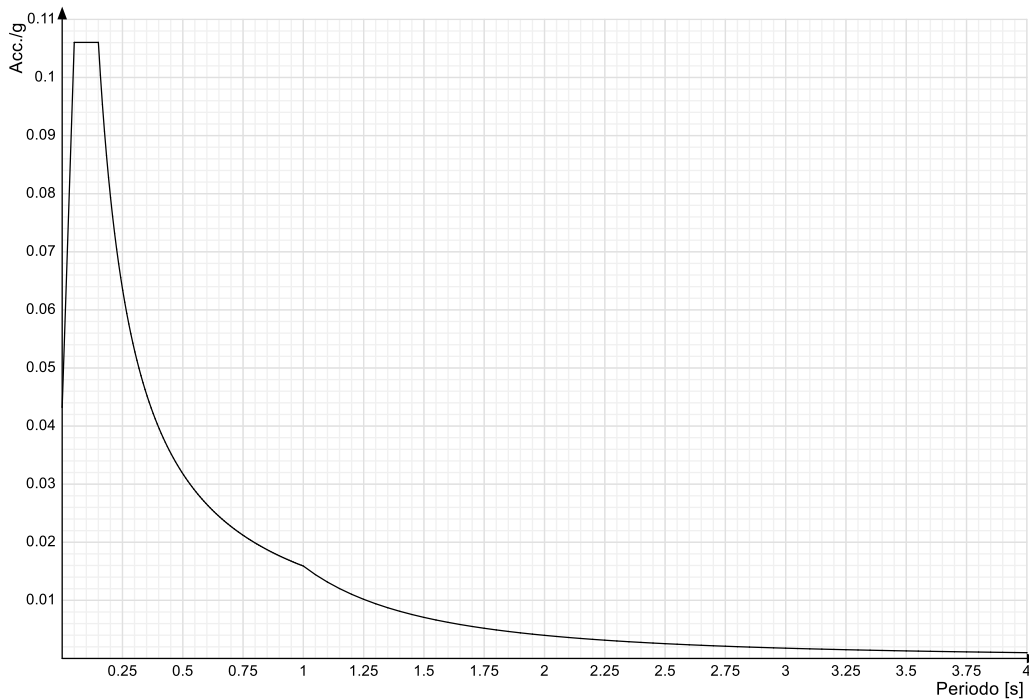


Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]

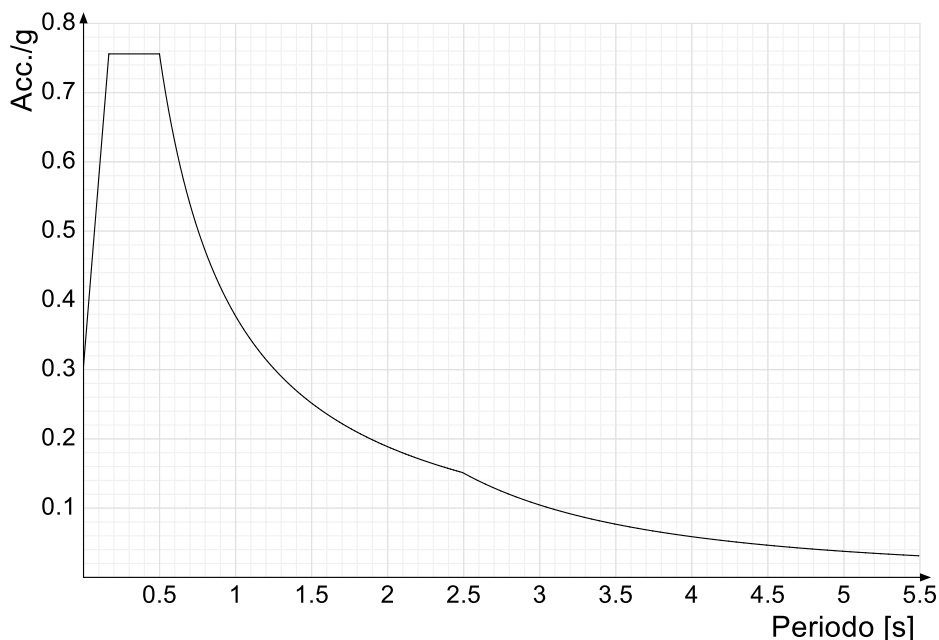
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000



Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



9.3 Condizioni e combinazioni di carico

9.3.1 Condizioni di carico

Con riferimento al D.M. 17 gennaio 2018 le condizioni di carico prese in considerazione saranno le seguenti:

Descrizione	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pesi strutturali	Permanente			
Permanenti portati	Permanente			
Sovr accidentale terreno	Media	0.7	0.5	0.3
Sisma terreno X sx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno X dx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno Y sx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno Y dx	Istantaneo	0	0	0
ΔT	Media	0.6	0.5	0
Sisma X SLV				
Sisma Y SLV				
Sisma Z SLV				
Eccentricità Y per sisma X SLV				
Eccentricità X per sisma Y SLV				
Sisma X SLD				
Sisma Y SLD				
Sisma Z SLD				
Eccentricità Y per sisma X SLD				
Eccentricità X per sisma Y SLD				
Sisma X SLO				
Sisma Y SLO				
Sisma Z SLO				
Eccentricità Y per sisma X SLO				
Eccentricità X per sisma Y SLO				

9.3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche sono state elaborate tenendo conto di quanto riportato nel D.M.17 gennaio 2018.

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

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nelle tabelle seguenti.

Famiglia SLU

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	0	0	0	0	1.5
3	SLU 3	1	0.8	1.05	0	0	0	0	1.5
4	SLU 4	1	0.8	1.5	0	0	0	0	0
5	SLU 5	1	0.8	1.5	0	0	0	0	0.9
6	SLU 6	1	1.5	0	0	0	0	0	0
7	SLU 7	1	1.5	0	0	0	0	0	1.5
8	SLU 8	1	1.5	1.05	0	0	0	0	1.5
9	SLU 9	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
10	SLU 10	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
11	SLU 11	1.3	0.8	0	0	0	0	0	0
12	SLU 12	1.3	0.8	0	0	0	0	0	1.5
13	SLU 13	1.3	0.8	1.05	0	0	0	0	1.5
14	SLU 14	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	0
15	SLU 15	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	0.9
16	SLU 16	1.3	1.5	0	0	0	0	0	0
17	SLU 17	1.3	1.5	0	0	0	0	0	1.5
18	SLU 18	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	1.5
19	SLU 19	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0
20	SLU 20	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
21	SLU 21	1	0.8	0	0	0	0	0	-1.5
22	SLU 22	1	0.8	1.05	0	0	0	0	-1.5
23	SLU 23	1	0.8	1.5	0	0	0	0	-0.9
24	SLU 24	1	1.5	0	0	0	0	0	-1.5
25	SLU 25	1	1.5	1.05	0	0	0	0	-1.5
26	SLU 26	1	1.5	1.5	0	0	0	0	-0.9
27	SLU 27	1.3	0.8	0	0	0	0	0	-1.5
28	SLU 28	1.3	0.8	1.05	0	0	0	0	-1.5
29	SLU 29	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	-0.9
30	SLU 30	1.3	1.5	0	0	0	0	0	-1.5
31	SLU 31	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	-1.5
32	SLU 32	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	-0.9

Famiglia SLE rara

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0	0	0	-1
2	SLE RA 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLE RA 3	1	1	0	0	0	0	0	1
4	SLE RA 4	1	1	0.7	0	0	0	0	-1
5	SLE RA 5	1	1	0.7	0	0	0	0	1
6	SLE RA 6	1	1	1	0	0	0	0	-0.6
7	SLE RA 7	1	1	1	0	0	0	0	0
8	SLE RA 8	1	1	1	0	0	0	0	0.6

Famiglia SLE frequente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0	0	-0.5
2	SLE FR 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLE FR 3	1	1	0	0	0	0	0	0.5
4	SLE FR 4	1	1	0.3	0	0	0	0	-0.5
5	SLE FR 5	1	1	0.3	0	0	0	0	0.5
6	SLE FR 6	1	1	0.5	0	0	0	0	0

Famiglia SLE quasi permanente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0.3	0	0	0	0	0

Famiglia SLO

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLO 1	1	1	0.3	1	1	1	1	0
2	SLO 2	1	1	0.3	1	1	1	1	0
3	SLO 3	1	1	0.3	1	1	1	1	0
4	SLO 4	1	1	0.3	1	1	1	1	0
5	SLO 5	1	1	0.3	1	1	1	1	0
6	SLO 6	1	1	0.3	1	1	1	1	0
7	SLO 7	1	1	0.3	1	1	1	1	0
8	SLO 8	1	1	0.3	1	1	1	1	0
9	SLO 9	1	1	0.3	1	1	1	1	0
10	SLO 10	1	1	0.3	1	1	1	1	0
11	SLO 11	1	1	0.3	1	1	1	1	0
12	SLO 12	1	1	0.3	1	1	1	1	0
13	SLO 13	1	1	0.3	1	1	1	1	0
14	SLO 14	1	1	0.3	1	1	1	1	0
15	SLO 15	1	1	0.3	1	1	1	1	0
16	SLO 16	1	1	0.3	1	1	1	1	0

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
12	SLO 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLD

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLD 1	1	1	0.3	1	1	1	1	0
2	SLD 2	1	1	0.3	1	1	1	1	0
3	SLD 3	1	1	0.3	1	1	1	1	0
4	SLD 4	1	1	0.3	1	1	1	1	0
5	SLD 5	1	1	0.3	1	1	1	1	0
6	SLD 6	1	1	0.3	1	1	1	1	0
7	SLD 7	1	1	0.3	1	1	1	1	0
8	SLD 8	1	1	0.3	1	1	1	1	0
9	SLD 9	1	1	0.3	1	1	1	1	0
10	SLD 10	1	1	0.3	1	1	1	1	0
11	SLD 11	1	1	0.3	1	1	1	1	0
12	SLD 12	1	1	0.3	1	1	1	1	0
13	SLD 13	1	1	0.3	1	1	1	1	0
14	SLD 14	1	1	0.3	1	1	1	1	0
15	SLD 15	1	1	0.3	1	1	1	1	0
16	SLD 16	1	1	0.3	1	1	1	1	0

Nome	Nome breve	X SLD	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLV 1	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
2	SLV 2	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
3	SLV 3	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
4	SLV 4	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
5	SLV 5	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
6	SLV 6	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
7	SLV 7	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
8	SLV 8	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
9	SLV 9	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
10	SLV 10	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
11	SLV 11	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
12	SLV 12	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
13	SLV 13	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
14	SLV 14	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
15	SLV 15	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
16	SLV 16	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0

Nome	Nome breve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

9.4 Modellazione: Input

Si riportano di seguito i dati di input del modello di calcolo.

1 Dati generali DB

1.1 Materiali

1.1.1 Materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/m²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C32/40	40000	33642778	Default (15292172)	0.1	25	0.00001

1.1.2 Curve di materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Curva: curva caratteristica.

Reaz.traz.: reagisce a trazione.

Comp.frag.: ha comportamento fragile.

E.compr.: modulo di elasticità a compressione. [kN/m²]

Incr.compr.: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

E.traz.: modulo di elasticità a trazione. [kN/m²]

Incr.traz.: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

EpsEt: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C32/40	No	Si	33642778	0.001	-0.002	-0.0035	33642778	0.001	0.0000645	0.0000709

1.1.3 Armature

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: resistenza caratteristica. [kN/m²]

σ_{amm.}: tensione ammissibile. [kN/m²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A.

Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	σ _{amm.}	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	206000000	78.5	0.3	0.000012	Nuovo

2 Dati di definizione

2.1 Preferenze commessa

2.1.1 Preferenze di analisi

Analisi

Normativa

Tipo di costruzione

Vn

Classe d'uso

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

50

IV

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Vr	100	
Tipo di analisi	Lineare statica	
Considera sisma Z	Solo se $Ag \geq 0.15$ g, conformemente a §3.2.3.1	
Località	Terni, Acquasparta, Collebianco; Latitudine ED50 42,7196° (42° 43' 11"); Longitudine ED50 12,6278° (12° 37' 40"); Altitudine s.l.m. 420,16 m.	
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti	
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Ss orizzontale SLO	1.5	
Tb orizzontale SLO	0.151	[s]
Tc orizzontale SLO	0.453	[s]
Td orizzontale SLO	1.928	[s]
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.153	[s]
Tc orizzontale SLD	0.458	[s]
Td orizzontale SLD	2.003	[s]
Ss orizzontale SLV	1.3686	
Tb orizzontale SLV	0.166	[s]
Tc orizzontale SLV	0.499	[s]
Td orizzontale SLV	2.492	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Tc verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	60.21	
Ag/g SLO	0.0819	
Fo SLO	2.471	
Tc* SLO	0.285	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	101	
Ag/g SLD	0.1009	
Fo SLD	2.452	
Tc* SLD	0.29	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	949.12	
Ag/g SLV	0.223	
Fo SLV	2.476	
Tc* SLV	0.33	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[m]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a pareti non accoppiate $q_0=3.0$	
Kw	0.8	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	2	[m]
T1,x	0.05535	[s]
T1,y	0.08496	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ SLV,y	1	
Limite spostamenti interpiano SLD	0.005	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1	
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3	
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1	

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15
Eseguì verifiche in combinazioni SLD secondo Circolare 7	Si

2.2.2 Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	15
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara	0.6
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della τ per cattiva aderenza	0.7
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.0002 [m]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.0003 [m]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.0004 [m]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	No
Copriferro secondo EC2	No

2.3 Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	0.8[m]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	0.8[m]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento
Metodo P-Delta	non utilizzato
Analisi buckling	non utilizzata
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2
Spessori membranale e flessionale pareti XLAM da sole tavole verticali	No
Moltiplicatore rigidezza connettori pannelli pareti legno a diaframma	1
Tolleranza di parallelismo	4.99[deg]
Tolleranza di unicità punti	0.1[m]
Tolleranza generazione nodi di aste	0.01[m]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	0.04[m]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	1[m]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No
Modello elastico pareti in muratura	Gusci
Concentra masse pareti nei vertici	No
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000
Metodo di risoluzione della matrice	Intel MKL PARDISO
Scrivi commenti nel file di input	No
Scrivi file di output in formato testo	No
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali
Moltiplicatore rigidezza molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico

2.4 Moltiplicatori inerziali

Tipologia: tipo di entità a cui si riferiscono i moltiplicatori inerziali.

J2: moltiplicatore inerziale di J2. Il valore è adimensionale.

J3: moltiplicatore inerziale di J3. Il valore è adimensionale.

Jt: moltiplicatore inerziale di Jt. Il valore è adimensionale.

A: moltiplicatore dell'area della sezione. Il valore è adimensionale.

A2: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 2. Il valore è adimensionale.

A3: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 3. Il valore è adimensionale.

Conci rigidi: fattore di riduzione dei tronchi rigidi. Il valore è adimensionale.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Tipologia	J2	J3	Jt	A	A2	A3	Conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Pilastro C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Trave di fondazione	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Palo	1	1	0.01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0.5
Trave tralicciata	1	1	0.01	1	1	1	0.5

2.5 Preferenze di analisi non lineare FEM

Metodo iterativo	Secante
Tolleranza iterazione	0.00001
Numero massimo iterazioni	50

2.6 Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione	non applicata
Metodo di ripartizione	a zone d'influenza
Percentuale carico calcolato a trave continua	0
Esegui smoothing diagrammi di carico	applicata
Tolleranza smoothing altezza trapezi	0.001[kN/m]
Tolleranza smoothing altezza media trapezi	0.001[kN/m]

2.2.5 Definizioni di carichi lineari

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Fx i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fx f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fy i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fy f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fz i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Fz f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Mx i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

Mx f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

My i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

My f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

Mz i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Mz f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Nome	Condizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
Parapetto X	Descrizione												
	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	1.5	1.5	0	0	-0.5	-0.5	0	0	1.5	1.5	0	0
	Sovr accidentale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Parapetto Y+	Descrizione												
	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	1.5	1.5	-0.5	-0.5	1.5	1.5	0	0	0	0
	Sovr accidentale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma terreno Y dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Parapetto Y-	Descrizione												
	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti portati	0	0	-1.5	-1.5	-0.5	-0.5	-1.5	-1.5	0	0	0	0	

Nome	Valori												
	Condizione	Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
	Descrizione												
	Sovr accidentale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2.2.6 Definizioni di carichi superficiali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [kN/m²]

Applicazione: modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
TERRENO_FONDAZIONE	Pesi strutturali	50	Verticale
	Permanenti portati	0	Verticale
	Sovr accidentale	0	Verticale
	Sisma terreno X sx	0	Verticale
	Sisma terreno X dx	0	Verticale
	Sisma terreno Y sx	0	Verticale
	Sisma terreno Y dx	0	Verticale

2.2.7 Definizioni di carichi termici

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

ΔT faccia interna: variazione di temperatura della faccia interna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

ΔT faccia esterna: variazione di temperatura della faccia esterna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

Nome	ΔT faccia interna	ΔT faccia esterna
Temperatura	15	15

2.2.8 Definizioni di carichi potenziali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: valore del carico pressorio alla quota iniziale. [kN/m²]

Quota i.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [m]

Valore f.: valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m²]

Quota f.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [m]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Spinta pareti normale X+	Pesi strutturali	9.76	0	0	2
	Permanenti portati	0	0	0	2
	Sovr accidentale	5.42	0	5.42	2
	Sisma terreno X sx	2.96	0	2.96	2
	Sisma terreno X dx	0	0	0	2
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y+	Pesi strutturali	9.76	0	0	2
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale	5.42	0	5.42	2
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	2.96	0	2.96	2
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	2

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Spinta pareti normale Y-	Pesi strutturali	9.76	0	0	2
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale	5.42	0	5.42	2
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	2
	Sisma terreno Y dx	-2.96	0	-2.96	2

2.3 Quote

2.3.1 Livelli

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: spessore del livello. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	1.3	0
L3	Piano 2	2	0

2.3.2 Falde

Descrizione breve: nome sintetico assegnato alla falda.

Descrizione: nome assegnato alla falda.

Sp.: spessore del piano della falda. [m]

Primo punto: primo punto di definizione del piano dell'estradosso della falda.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Quota: quota. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Secondo punto: secondo punto di definizione del piano dell'estradosso della falda.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Quota: quota. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Terzo punto: terzo punto di definizione del piano dell'estradosso della falda.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Quota: quota. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Sp.	Primo punto			Secondo punto			Terzo punto		
			X	Y	Quota	X	Y	Quota	X	Y	Quota
F1	Falda 1	0	34.679	26.573	Piano 2	34.679	24.123	Piano 2	36.429	24.123	Piano 1

2.3.3 Tronchi

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al tronco.

Descrizione: nome assegnato al tronco.

Quota 1: riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota 2: riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Falda 1	Fondazione	Falda 1
T2	Fondazione - Piano 1	Fondazione	Piano 1
T3	Fondazione - Piano 2	Fondazione	Piano 2
T4	110 - Piano 2	1.1	Piano 2

9.4.1 Rappresentazione grafica modello input

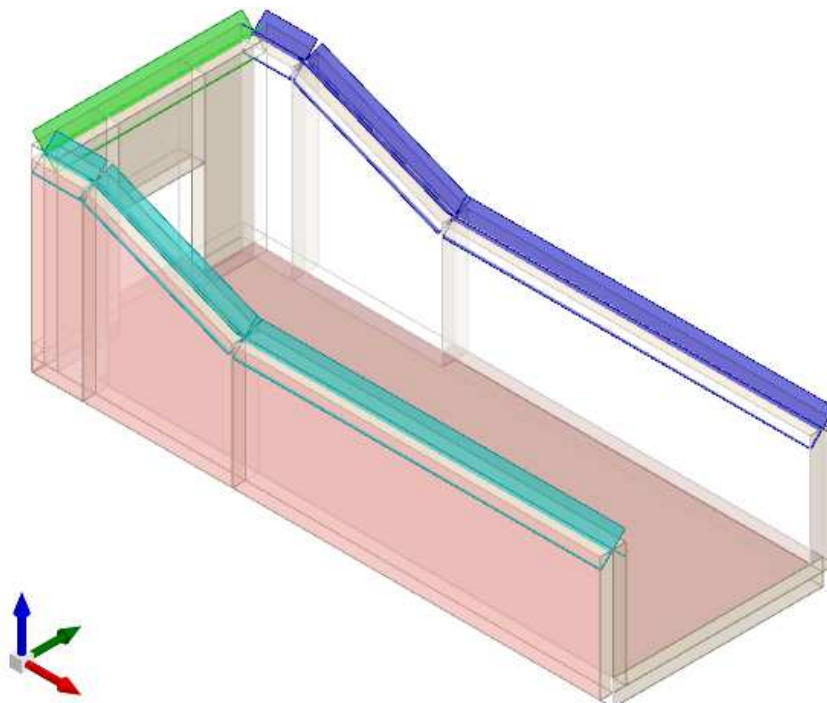


Figura 20 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo

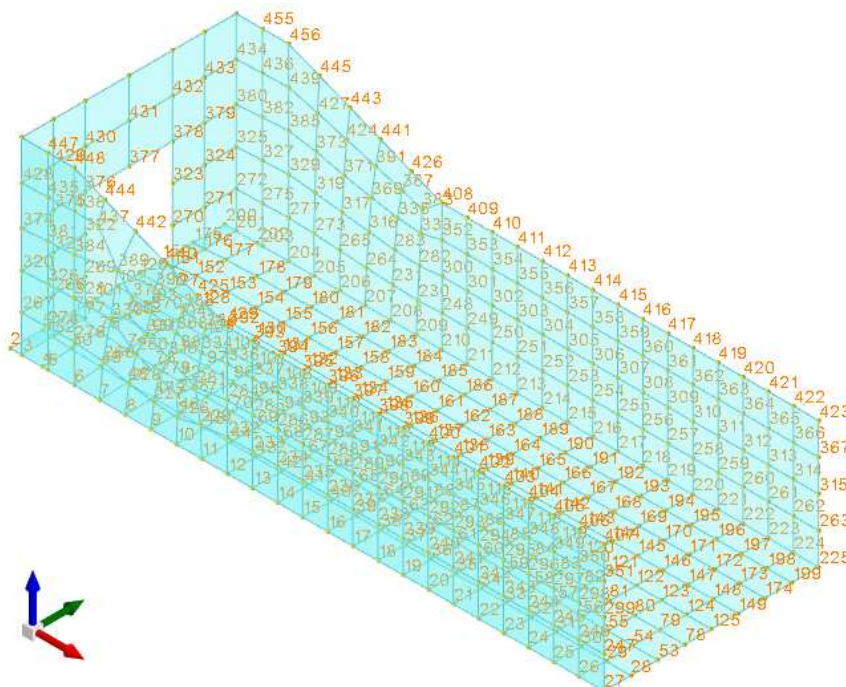


Figura 21 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo - Numerazione NODI

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

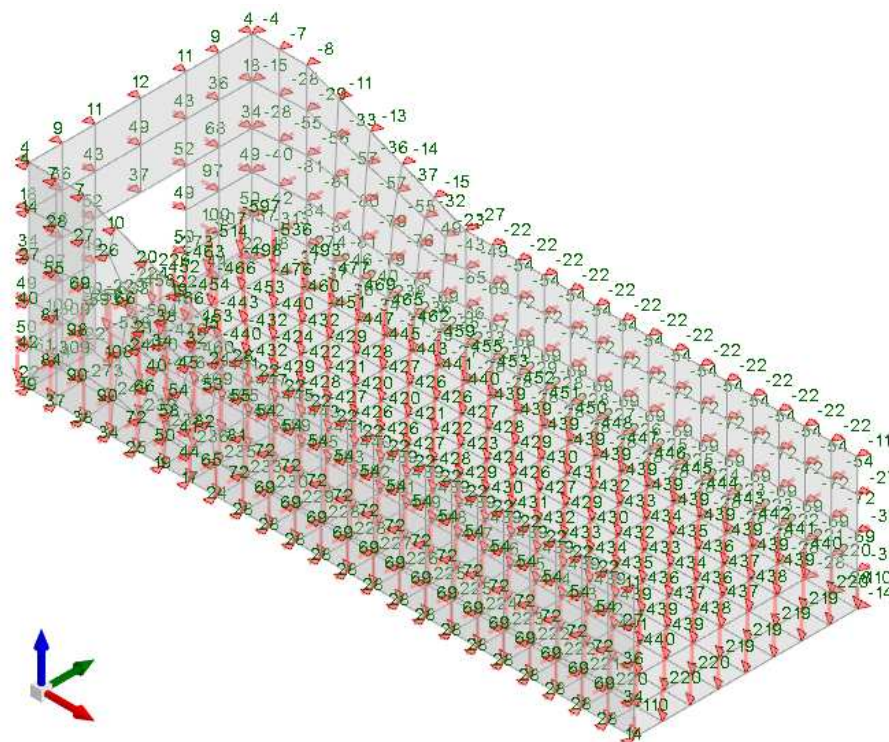


Figura 22 - Condizione permanenti strutturali [daN]

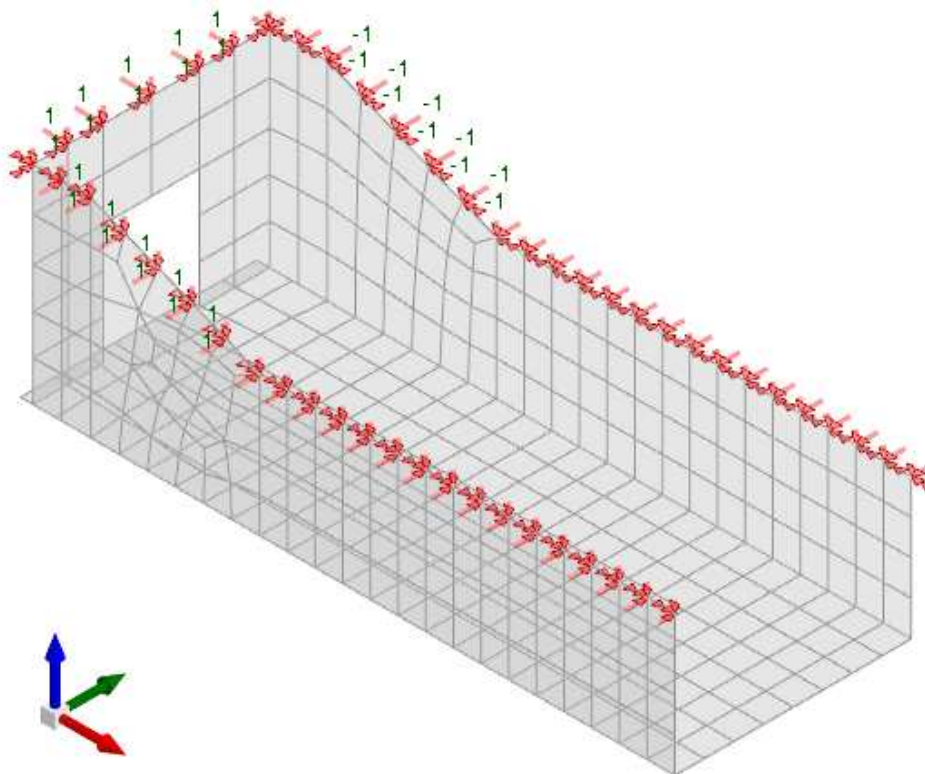


Figura 23 - Condizione permanenti NON strutturali [daN] (parapetto)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

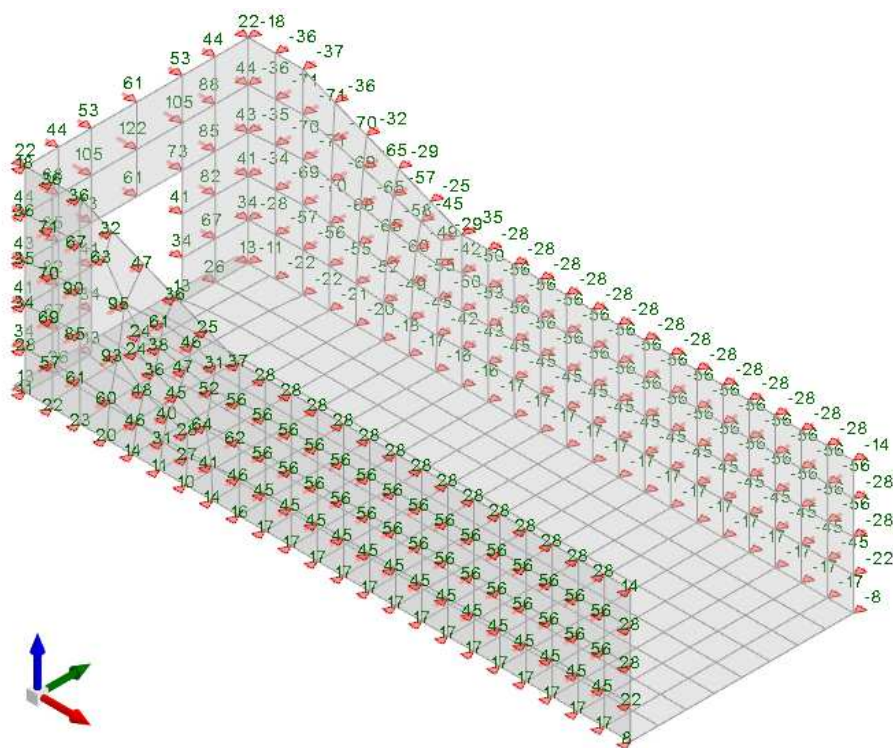


Figura 24 - Condizione Spinta Sovraccarico accidentale [daN]

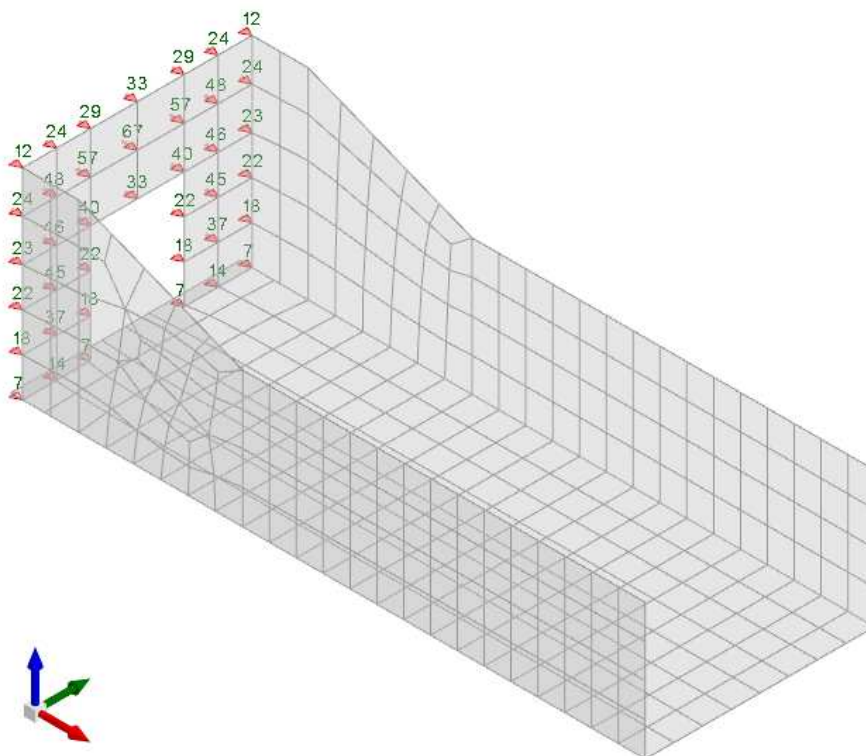


Figura 25 - Condizione sisma terreno X+ [daN]

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

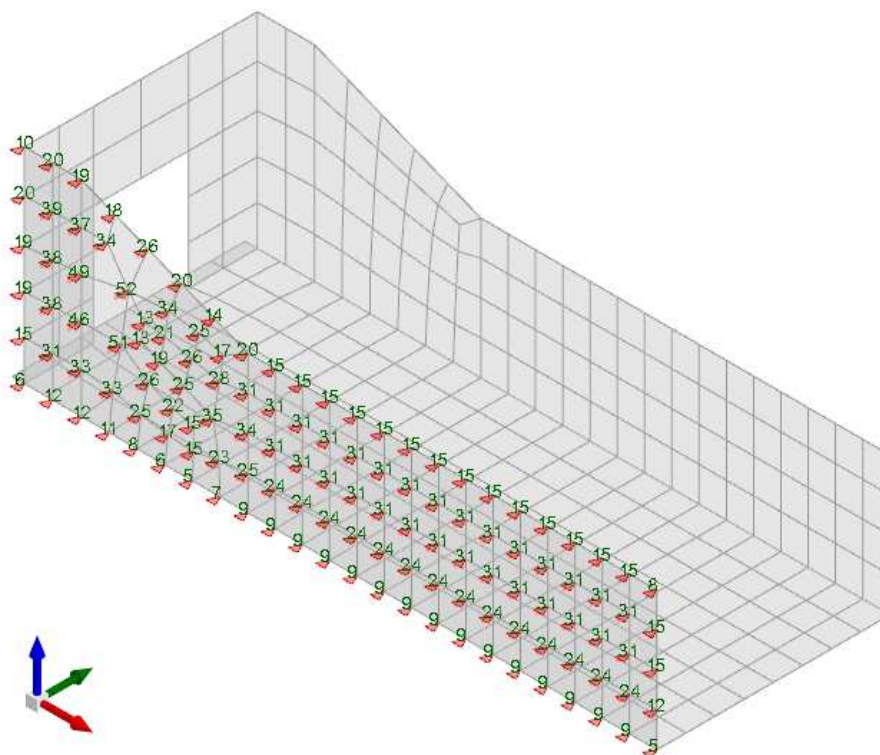


Figura 26 - Condizione sisma terreno Y+ [daN]

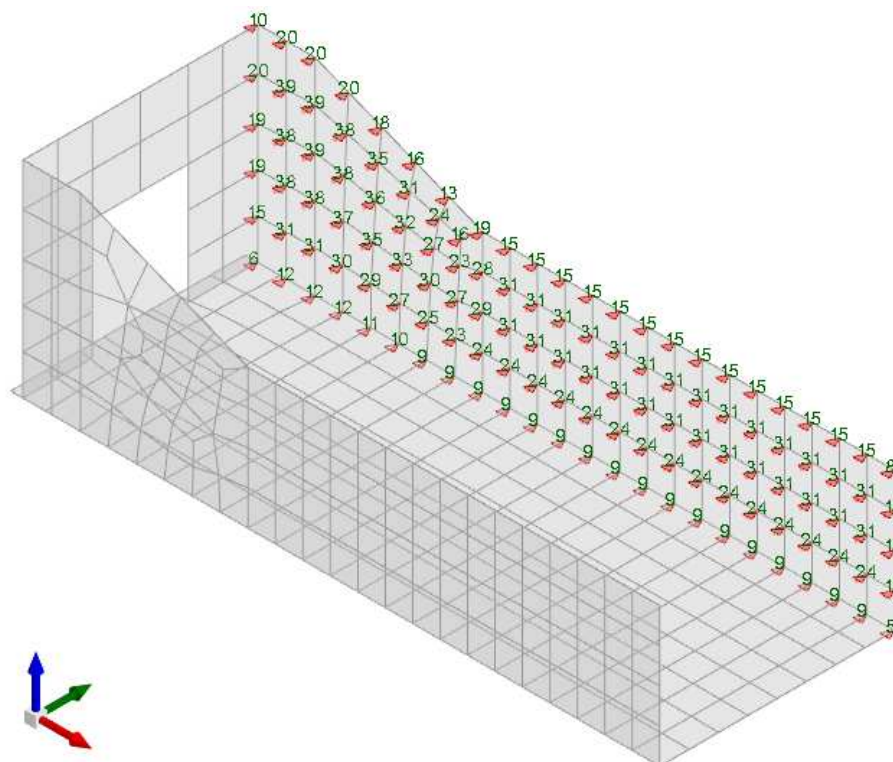


Figura 27 - Condizione sisma terreno Y- [daN]

9.5 Modellazione: Output

9.5.1 Schemi grafici dei risultati dei calcoli

Si riportano i risultati grafici dell'analisi agli elementi finiti. I valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione saranno utilizzati per le successive verifiche.

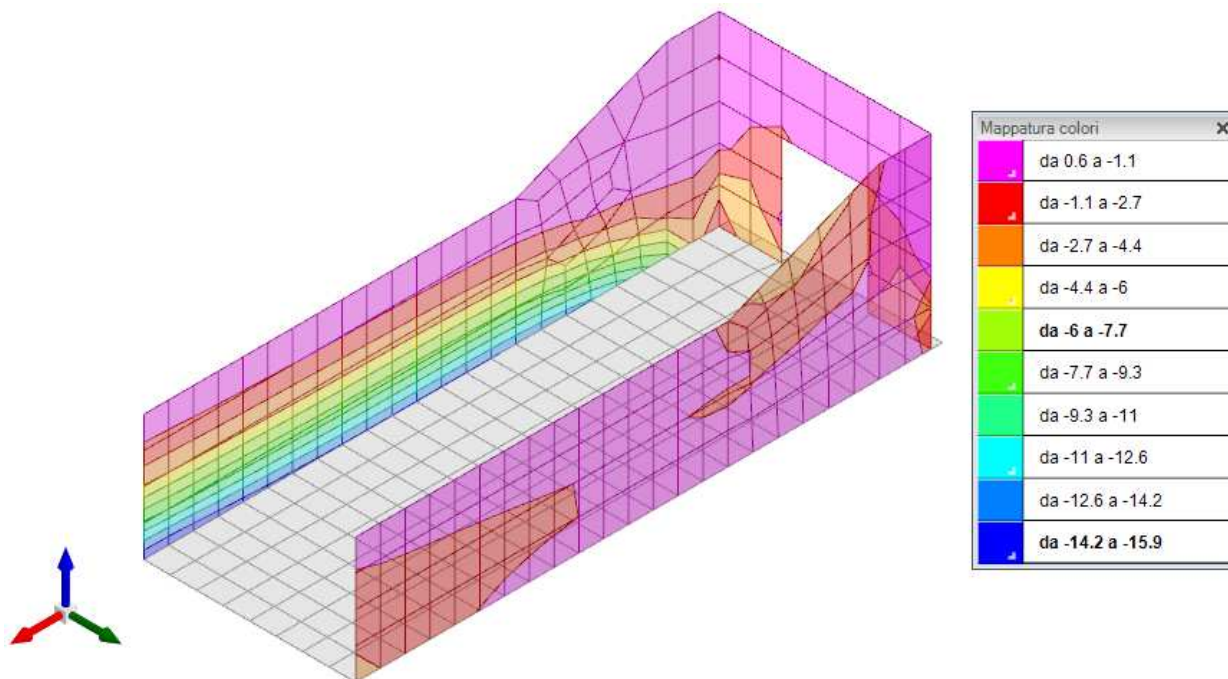


Figura 28 – Sollecitazione momento flettente M_{zz} (involuppo SLU, SLV)

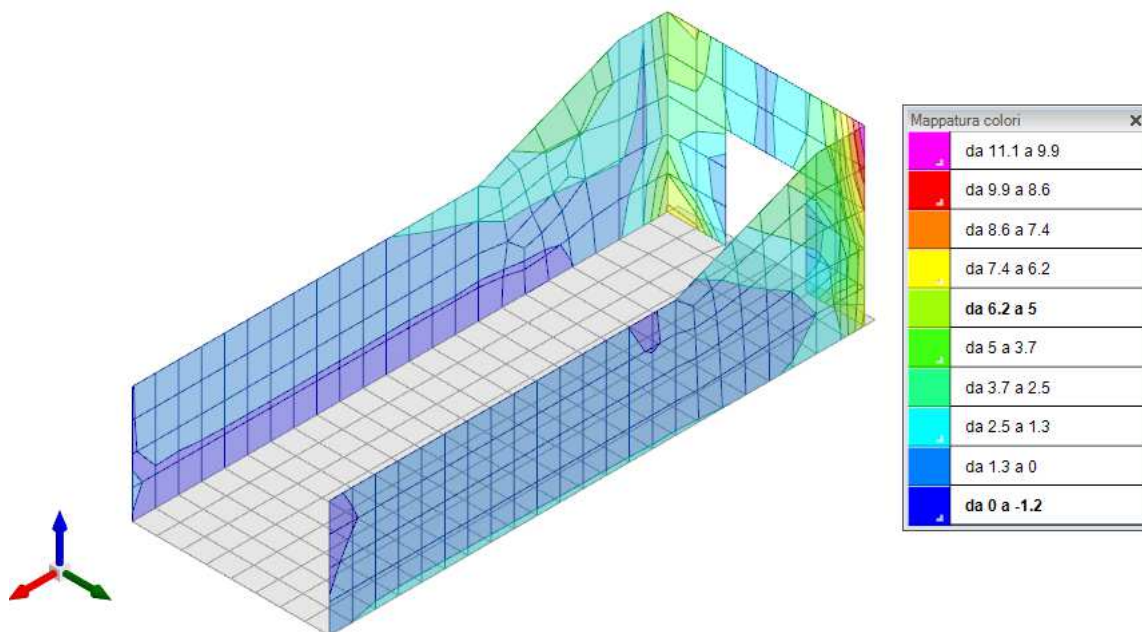


Figura 29 - Sollecitazione momento flettente M_{oo} (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

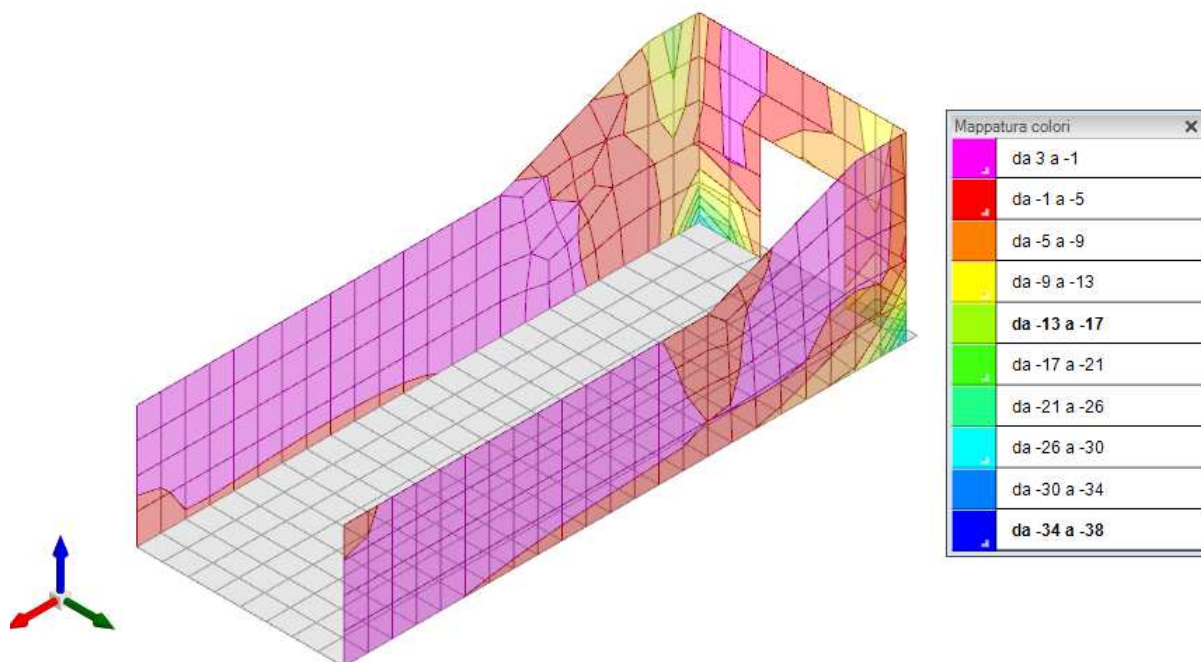


Figura 30 – Sollecitazioni di taglio V_o (involuppo SLU, SLV)

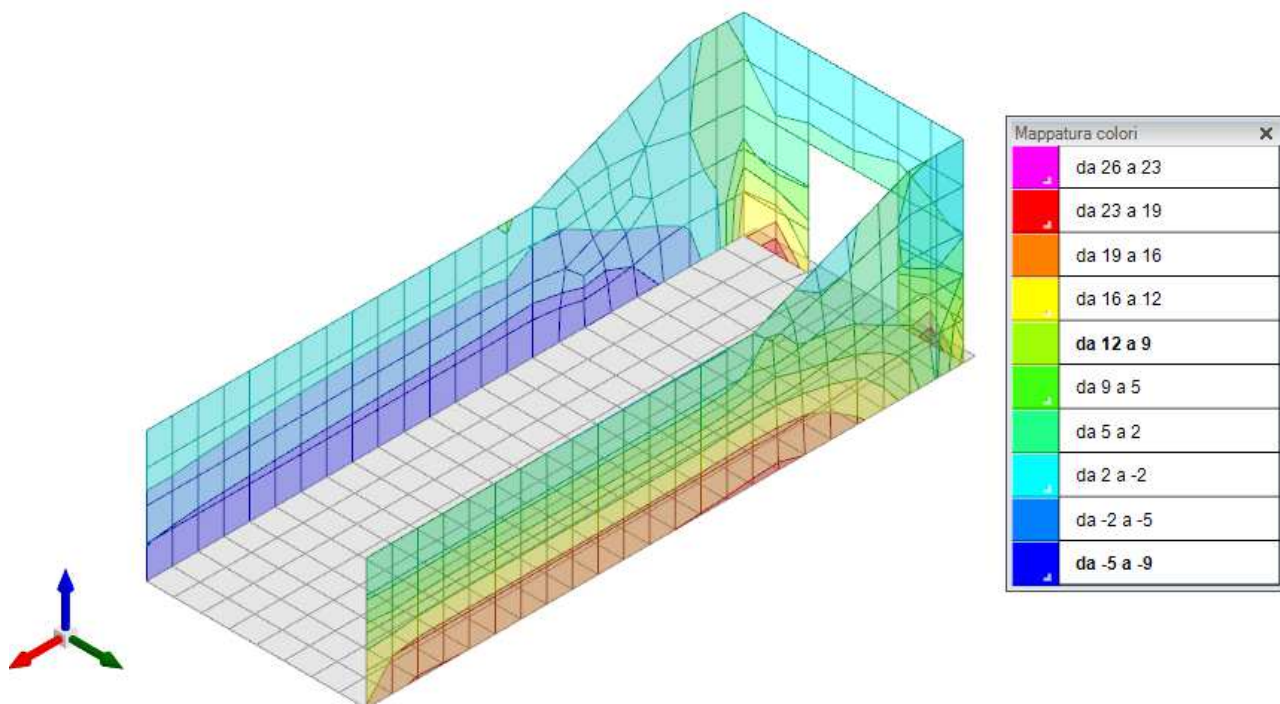


Figura 31 - Sollecitazioni di taglio V_z (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

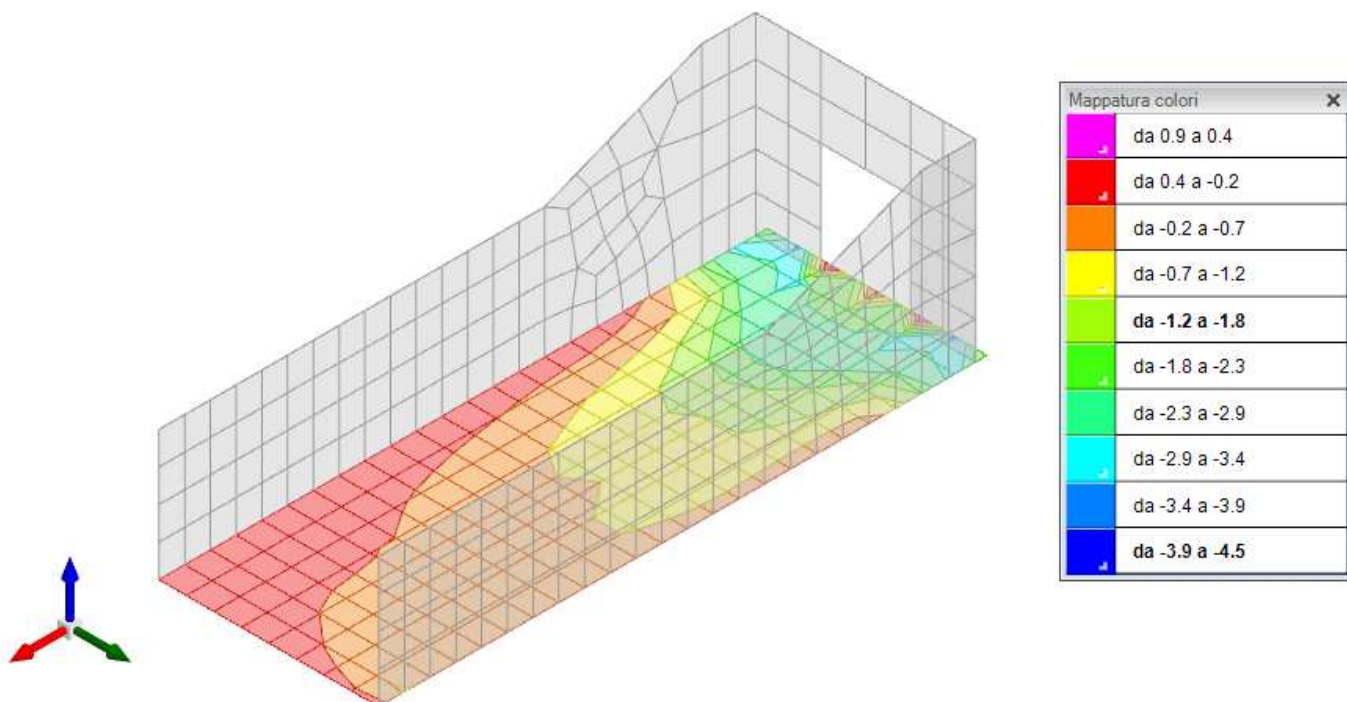


Figura 32 – Sollecitazione momento flettente M_{xx} (involuppo SLU, SLV)

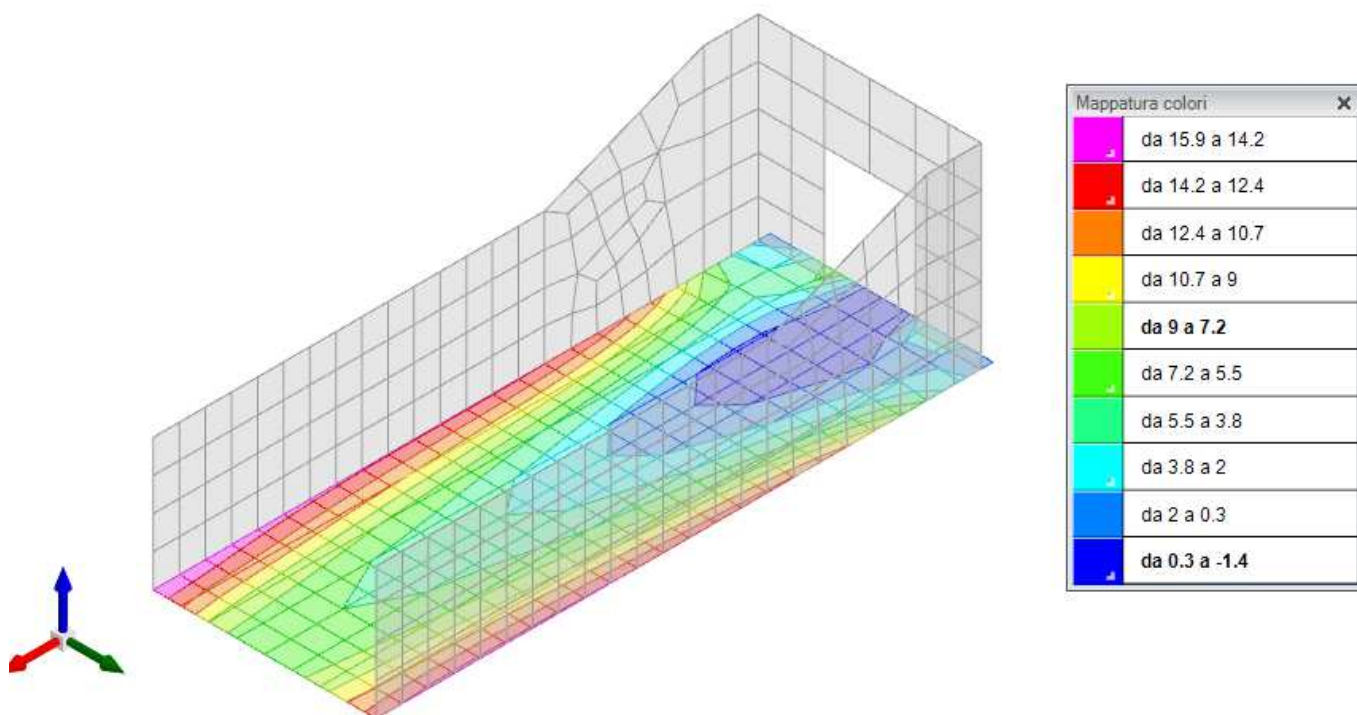


Figura 33 - Sollecitazione momento flettente M_{yy} (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

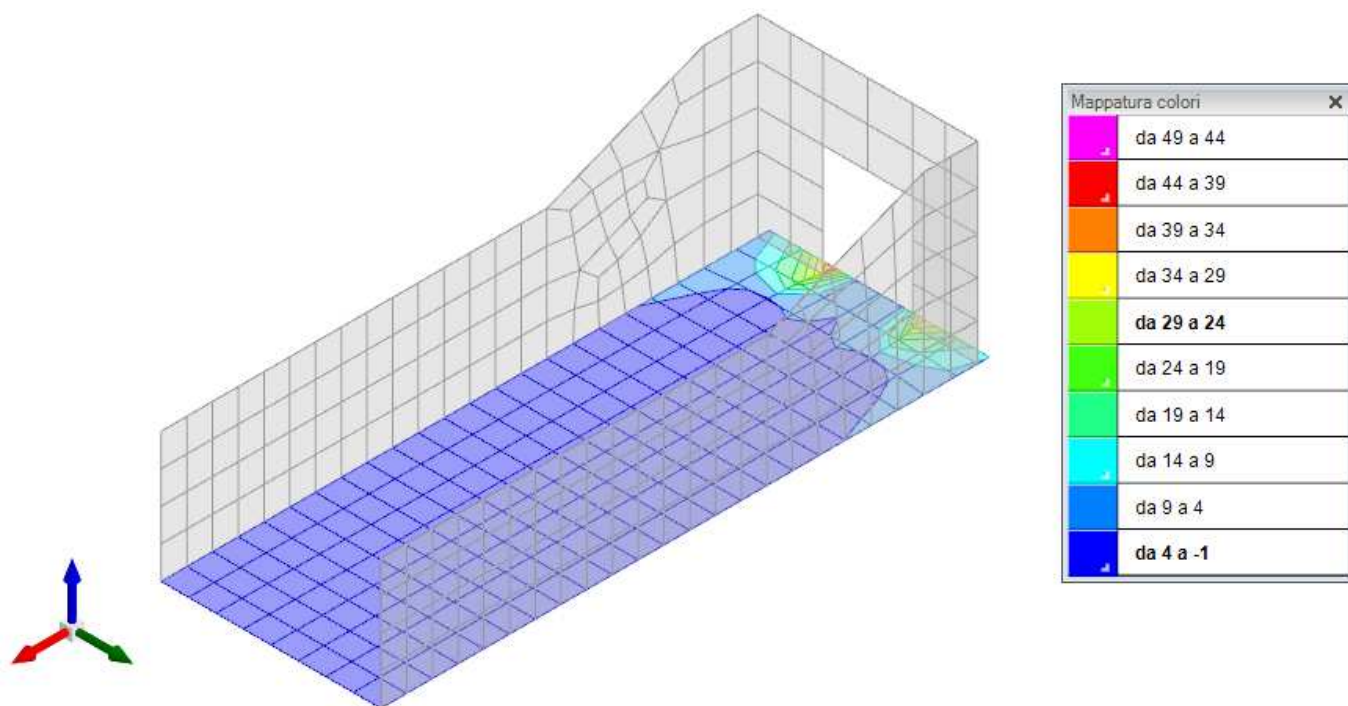


Figura 34 – Sollecitazioni di taglio V_x (involuppo SLU, SLV)

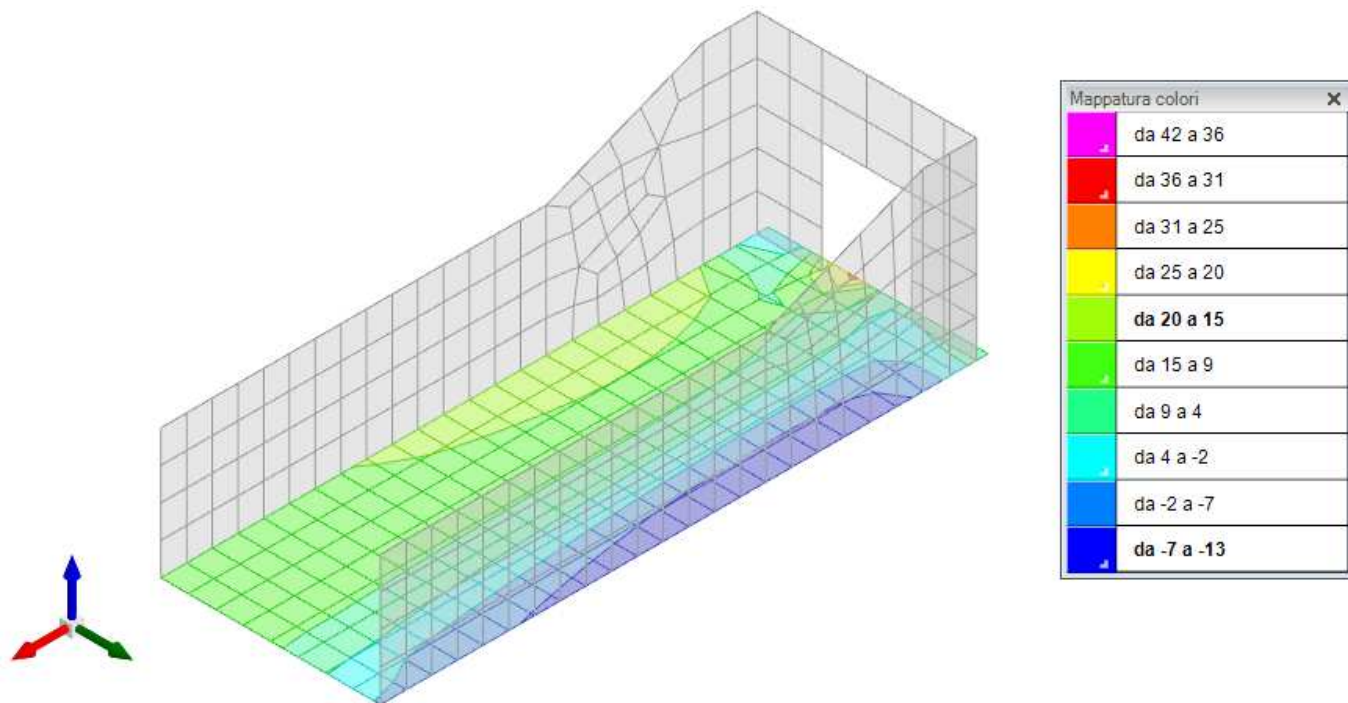


Figura 35 - Sollecitazioni di taglio V_y (involuppo SLU, SLV)

9.6 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito i tabulati di calcolo delle verifiche dei vari elementi strutturali.

9.6.1 Verifiche pareti

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: spessore del livello. [m]

Descrizione: descrizione della sezione di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

Base: base della sezione. [m]

Altezza: altezza della sezione. [m]

As,sup: area di acciaio efficace superiore. [m]

As,inf: area di acciaio efficace inferiore. [m]

c,sup: copriferro medio superiore. [m]

c,inf: copriferro medio inferiore. [m]

Comb.: combinazione di verifica.

*MEd: momento agente. [kN*m]*

NEd: sforzo normale agente, positivo se di trazione. [kN]

*MRd: momento resistente. [kN*m]*

NRd: sforzo normale resistente, positivo se di trazione. [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

d: altezza utile. [m]

bw: minima larghezza anima. [m]

Armatura a taglio: necessità di armatura a taglio.

Asw/s: rapporto tra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse tra due armature consecutive.

VEd: taglio agente. [kN]

Vrd,c: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]

Vrcd: valore resistente di calcolo a taglio compressione del calcestruzzo d'anima. [kN]

Vrsd: valore resistente di calcolo a taglio trazione dell'armatura trasversale. [kN]

VRd: resistenza a taglio. [kN]

cotg(θ): cotangente dell'angolo dei puntoni rispetto all'asse.

Asl: area armatura longitudinale. [m²]

Sezione fessurata: sezione fessurata.

σc: tensione del calcestruzzo. [kN/m²]

σc limite: tensione limite del calcestruzzo. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σf: tensione dell'armatura. [kN/m²]

σf limite: tensione limite dell'armatura. [kN/m²]

Parete di fondo

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	1.3	0
L3	Piano 2	2	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
376 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0503	0.0503	0.058	0.058
453 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0654	0.0654	0.0588	0.0588
452 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
433 Prosp.A	Verticale	0.95	0.3	0.1056	0.1056	0.0585	0.0585

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
449 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0654	0.0654	0.0588	0.0588
377 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0503	0.0503	0.058	0.058
322 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0942	0.0942	0.0814	0.0814
429 Prosp.A	Verticale	0.95	0.3	0.1056	0.1056	0.0585	0.0585
272 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0942	0.0942	0.0781	0.0781
267 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0942	0.0942	0.0781	0.0781

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
376 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-1.4577	4.47	-31.6581	97.11	21.7176	Si
453 Prosp.A	Verticale	SLV 7	1.7833	5.91	39.688	131.61	22.2557	Si
452 Prosp.A	Verticale	SLV 7	1.1928	6.53	36.6434	200.56	30.7208	Si
433 Prosp.A	Verticale	SLV 7	3.0035	-1.48	94.3497	-46.62	31.4131	Si
449 Prosp.A	Verticale	SLV 5	1.9219	-1.8	60.558	-56.62	31.5096	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
376 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-0.9617	1.78	-35.3997	65.36	36.8091	Si
453 Prosp.A	Verticale	SLD 7	1.1676	2.11	45.3631	82	38.8519	Si
377 Prosp.A	Verticale	SLD 15	-1.002	-0.44	-45.15	-19.88	45.0618	Si
433 Prosp.A	Verticale	SLD 7	1.9696	-3.12	107.8045	-170.7	54.7338	Si
322 Prosp.A	Orizzontale	SLD 11	-0.31	7.08	-20.1253	459.8	64.9125	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
272 Prosp.A	Orizzontale	0.222	0.5	Non necessari	0	SLU 17	-11.71	-8.21	-1.9831	79.9	324.77	0	79.9	2.5	0.0009425	6.8236	Si
267 Prosp.A	Orizzontale	0.222	0.5	Non necessari	0	SLU 17	-11.54	-8.21	-1.9439	79.9	324.77	0	79.9	2.5	0.0009425	6.9229	Si
271 Prosp.A	Orizzontale	0.221	0.725	Non necessari	0	SLU 17	-15.31	-22.34	-2.2447	113.62	469.83	0	113.62	2.5	0.0012566	7.4219	Si
268 Prosp.A	Orizzontale	0.221	0.725	Non necessari	0	SLU 17	-15.14	-22.32	-2.2013	113.62	469.83	0	113.62	2.5	0.0012566	7.5064	Si
271 Prosp.A	Verticale	0.242	0.767	Non necessari	0	SLU 28	13.81	-4.72	-0.5665	103.96	542.22	0	103.96	2.5	0.0008042	7.5283	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
449 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessari	0	SLD 13	-5.51	-7.47	0.8222	73.38	353.04	0	73.38	2.5	0.0006542	13.3171	Si
429 Prosp.A	Verticale	0.242	0.95	Non necessari	0	SLD 13	9.64	-10.79	1.4133	131.81	671.17	0	131.81	2.5	0.0010563	13.6734	Si
453 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessari	0	SLD 15	4.67	-0.82	0.6838	72.58	352.21	0	72.58	2.5	0.0006542	15.5319	Si
433 Prosp.A	Verticale	0.242	0.95	Non necessari	0	SLD 15	8.35	-4.65	1.1872	131.07	670.41	0	131.07	2.5	0.0010563	15.6896	Si
375 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessari	0	SLD 13	8.21	-5.92	1.0983	129.45	707.21	0	129.45	2.5	0.0009048	15.7597	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σ_c	σ_c limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
453 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	1.6386	-10.74	No	-254	19920	15	78.3989	Si
449 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	1.6373	-10.76	No	-254	19920	15	78.4114	Si
433 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	2.7022	-16.49	No	-221	19920	15	90.2372	Si
429 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	2.7001	-16.5	No	-221	19920	15	90.2777	Si
272 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 5	-1.3619	-7.95	No	-205	19920	15	97.0398	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σ_f	σ_f limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
272 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 1	1.4689	-1.11	No	1189	360000	15	302.7482	Si
267 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 1	1.4446	-1.13	No	1167	360000	15	308.5978	Si
453 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	1.6327	-10.06	No	860	360000	15	418.819	Si
449 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	1.6314	-10.07	No	857	360000	15	420.2285	Si
433 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	2.6978	-15.67	No	807	360000	15	446.0109	Si

Parete trasversale 1

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	1.3	0
L3	Piano 2	2	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
425 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
440 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
442 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
444 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.007	0.007	0.08	0.08
388 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.0767	0.0782	0.0582	0.06
425 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0408	0.0408	0.0593	0.0593
226 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
229 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
227 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
234 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1432	0.1432	0.056	0.056
236 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
237 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
235 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
238 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
425 Prosp.A	Orizzontale	SLU 29	3.382	-1.24	10.8192	-3.97	3.199	Si
440 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	3.3077	-2.07	11.2538	-7.03	3.4023	Si
442 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	2.8795	-1.26	10.9297	-4.77	3.7957	Si
444 Prosp.A	Orizzontale	SLV 7	1.6114	0.08	6.2549	0.31	3.8816	Si
388 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	6.5366	-5.94	88.8735	-80.79	13.5962	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
442 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	1.6722	-0.25	8.1393	-1.19	4.8675	Si
444 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	1.2796	-0.22	6.4467	-1.13	5.0379	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
425 Prosp.A	Orizzontale	SLD 5	1.7273	-1.27	8.8311	-6.48	5.1127	Si
440 Prosp.A	Orizzontale	SLD 3	1.558	-0.81	8.5637	-4.43	5.4967	Si
425 Prosp.A	Verticale	SLD 1	1.2491	4.61	22.4751	83.03	17.9934	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
234 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	19.28	-16.52	-8.7145	152.14	714.4	0	152.14	2.5	0.0014321	7.8906	Si
241 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	18.95	-13.06	-8.5853	153.72	713.96	0	153.72	2.5	0.0014901	8.1106	Si
244 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	19.12	-12.73	-8.2019	156.38	713.92	0	156.38	2.5	0.0015708	8.1777	Si
235 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	19.13	-15.76	-8.7777	156.75	714.3	0	156.75	2.5	0.0015708	8.1939	Si
243 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	19.06	-12.75	-8.3579	156.38	713.92	0	156.38	2.5	0.0015708	8.2065	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
234 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 7	15.31	-11.45	-6.8221	151.52	713.76	0	151.52	2.5	0.0014321	9.8971	Si
226 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 7	15.66	-13.57	-7.0052	156.48	714.02	0	156.48	2.5	0.0015708	9.9941	Si
245 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 11	15.36	-10.28	-7.7675	156.08	713.61	0	156.08	2.5	0.0015708	10.1594	Si
246 Prosp.A	Orizzontale	0.242	0.787	Non necessari	0	SLD 11	12.08	-8.28	-6.1618	123.12	557.63	0	123.12	2.5	0.0012566	10.1939	Si
244 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 11	15.28	-9.77	-7.6741	156.01	713.54	0	156.01	2.5	0.0015708	10.2112	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
226 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.9229	-15.27	No	-433	19920	15	45.9582	Si
226 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	-4.8139	-15.81	No	-316	14940	15	47.2254	Si
229 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.6268	-13.11	No	-411	19920	15	48.5183	Si
227 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.4768	-14.73	No	-407	19920	15	48.9666	Si
234 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.3109	-12.45	No	-396	19920	15	50.2672	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
234 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.4195	-8.88	No	3054	360000	15	117.8925	Si
236 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.4292	-8.26	No	3043	360000	15	118.3124	Si
237 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.4049	-8	No	3041	360000	15	118.3704	Si
235 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.4341	-8.55	No	3033	360000	15	118.6943	Si
238 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	-6.3633	-7.74	No	3030	360000	15	118.797	Si

Parete a trasversale 2

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	1.3	0
L3	Piano 2	2	0

Verifiche nei nodi
Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
426 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
441 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
443 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
445 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.007	0.007	0.08	0.08
426 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0408	0.0408	0.0593	0.0593
250 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.144	0.144	0.056	0.056
251 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
252 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
249 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
253 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
254 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
426 Prosp.A	Orizzontale	SLU 20	-3.4037	-0.96	-10.6811	-3.02	3.1381	Si
441 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	-3.3595	-1.84	-11.1159	-6.08	3.3088	Si
443 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	-2.889	-1.29	-10.9435	-4.88	3.788	Si
445 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	-1.7706	-0.76	-8.5675	-3.67	4.8387	Si
426 Prosp.A	Verticale	SLV 7	1.6779	10.99	18.1579	118.89	10.8217	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
426 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	-1.1325	-1.01	-9.0404	-8.08	7.9828	Si
441 Prosp.A	Orizzontale	SLD 1	-0.7391	-0.88	-9.4632	-11.32	12.8037	Si
443 Prosp.A	Orizzontale	SLD 5	-0.6724	-0.83	-9.5257	-11.82	14.1675	Si
445 Prosp.A	Orizzontale	SLD 5	-0.4665	-0.62	-7.6344	-10.09	16.364	Si
426 Prosp.A	Verticale	SLD 7	1.2016	5.92	20.3838	100.49	16.964	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	b	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrs	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
250 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.21	-16.52	8.7237	152.41	714.4	0	152.41	2.5	0.0014399	7.9358	Si
257 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-18.95	-13.07	8.5855	153.79	713.96	0	153.79	2.5	0.0014923	8.1156	Si
260 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.12	-12.73	8.1999	156.38	713.92	0	156.38	2.5	0.0015708	8.1775	Si
259 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.06	-12.76	8.3572	156.38	713.92	0	156.38	2.5	0.0015708	8.2067	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.09	-15.78	8.7828	156.75	714.3	0	156.75	2.5	0.0015708	8.2121	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	b	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrs	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
-------------	------	---	---	-------------------	-------	-------	-----	-----	-----	-------	------	-----	-----	---------	-----	------	----------

Descrizione	Dir.	d	b/w	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
230 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-8.13	-14.41	3.6005	156.58	714.13	0	156.58	2.5	0.0015708	19.2561	Si
250 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-7.78	-12.16	3.6315	151.88	713.85	0	151.88	2.5	0.0014399	19.5311	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-7.66	-11.61	3.6224	156.24	713.78	0	156.24	2.5	0.0015708	20.4052	Si
252 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-7.57	-11.13	3.601	156.18	713.72	0	156.18	2.5	0.0015708	20.6405	Si
257 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 9	-7.38	-9.73	3.3442	153.39	713.54	0	153.39	2.5	0.0014923	20.7737	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
250 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3173	-12.48	No	-396	19920	15	50.2485	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3492	-12.01	No	-392	19920	15	50.8468	Si
252 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3611	-11.6	No	-391	19920	15	50.9124	Si
249 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3076	-12.23	No	-390	19920	15	51.0689	Si
253 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3525	-11.22	No	-390	19920	15	51.1185	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
250 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4258	-8.91	No	3053	360000	15	117.9094	Si
252 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4303	-8.26	No	3043	360000	15	118.2944	Si
253 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4055	-8	No	3042	360000	15	118.358	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4366	-8.56	No	3034	360000	15	118.6552	Si
254 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3638	-7.74	No	3031	360000	15	118.79	Si

9.6.2 Verifiche Platea di fondazione

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

Nodo: indice del nodo di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

B: base della sezione rettangolare di verifica. [m]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]

A. sup.: area barre armatura superiori. [m²]

C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]

A. inf.: area barre armatura inferiori. [m²]

C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]

Comb.: combinazione di verifica.

*M: momento flettente. [kN*m]*

N: sforzo normale. [kN]

*Mu: momento flettente ultimo. [kN*m]*

Nu: sforzo normale ultimo. [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

A. st.: area staffe su interasse. [m]

A. sag.: area sagomati su interasse. [m]

Ved: taglio agente. [kN]

Vrd: taglio resistente. [kN]

Vrcd: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]

Vrsd: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]

Vrcd: resistenza di calcolo a taglio compressione. [kN]

cotgθ: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

Asl: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [m²]

σc: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]

olim: tensione limite. [kN/m²]
Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.
of: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]

Caratteristiche dei materiali
Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Caratteristiche dei materiali
Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000
Sistema di riferimento e direzioni di armatura
Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (33.949; 24.123; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).
Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
27	X	0.502	0.3	0.000788	0.08	0.000788	0.08	SLV 11	7.9135	-7.98	61.5968	-62.08	7.7837	Si
26	X	0.788	0.3	0.001238	0.08	0.001238	0.08	SLV 11	12.3605	-13.39	104.628	-113.32	8.4647	Si
25	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 11	15.5503	-18.14	134.5655	-156.95	8.6536	Si
24	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 11	15.2729	-18.34	135.085	-162.24	8.8448	Si
23	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 11	14.9888	-17.48	134.5593	-156.89	8.9773	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
27	X	0.502	0.3	0.000788	0.08	0.000788	0.08	SLD 11	6.5343	-7.46	62.57	-71.42	9.5757	Si
26	X	0.788	0.3	0.001238	0.08	0.001238	0.08	SLD 11	10.2478	-12.27	105.9683	-126.92	10.3406	Si
25	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 11	12.9518	-16.37	136.037	-171.94	10.5033	Si
24	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 11	12.8088	-16.47	136.3744	-175.38	10.647	Si
23	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 11	12.6415	-15.88	135.9142	-170.69	10.7514	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
76	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	0	0	SLV 7	-12.23	-4.78	74.6	74.6	0	321.67	2.5	0.0007854	6.101	Si
100	X	0.845	0.3	0.001327	0.08	0.001327	0.08	0	0	SLV 7	-16.29	-5.22	125.69	125.69	0	543	2.5	0.0013266	7.7171	Si
207	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLU 31	19.37	-17.58	150.08	150.08	0	644.25	2.5	0.0015708	7.7481	Si
10	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLU 31	19.37	-18.88	150.22	150.22	0	644.4	2.5	0.0015708	7.7567	Si
208	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLU 31	19.35	-18.78	150.21	150.21	0	644.39	2.5	0.0015708	7.7618	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
76	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	0	0	SLD 7	-10.02	-3.19	111.46	111.46	0	321.49	2.5	0.0007854	11.125	Si
100	X	0.845	0.3	0.001327	0.08	0.001327	0.08	0	0	SLD 7	-12.87	-4.06	188.12	188.12	0	542.86	2.5	0.0013266	14.615	Si
10	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 3	-15.28	-15.76	223.95	223.95	0	644.04	2.5	0.0015708	14.655	Si
11	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 3	-15.16	-15.82	223.96	223.96	0	644.05	2.5	0.0015708	14.776	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotg θ	Asl	c.s.	Verifica
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 1	-14.99	-13.82	223.74	223.74	0	643.82	2.5	0.0015708	14.9264	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
23	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 8	10.3771	-15.94	-673	19920	15	Si
221	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 8	10.3725	-15.94	-673	19920	15	Si
22	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 8	10.3686	-15.92	-673	19920	15	Si
24	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 8	10.3571	-16.13	-673	19920	15	Si
220	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 8	10.3637	-15.92	-672	19920	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
202	Y	0.5	0.3	0.000785	0.06	0.000785	0.06	SLE RA 4	-0.8552	33.44	3767	360000	15	Si
23	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.3376	-15.44	3708	360000	15	Si
221	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.3333	-15.44	3706	360000	15	Si
22	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	10.3338	-15.46	3705	360000	15	Si
4	Y	0.5	0.3	0.000785	0.06	0.000785	0.06	SLE RA 4	-0.8433	32.85	3704	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

9.7 Verifiche geotecniche

9.7.1 Valutazione della costante di sottofondo

La rigidezza delle molle, attraverso la quale viene schematizzata l'interazione terreno-struttura, viene calcolata utilizzando un coefficiente di sottofondo pari a 68500 kN/m³.

Tale valore è stato valutato mediante la metodologia di Joseph E. Bowles, che permette di stimare la costante di Winkler verticale per fondazioni superficiali rettangolari sulla base della capacità portante (carico ultimo) della fondazione, calcolata tramite la formula di Hansen, con la seguente formula:

$$k = 40 \times q_{lim}$$

dove la resistenza ultima del terreno corrisponde ad un cedimento $w = 2.5$ cm, limite per le condizioni di esercizio di una struttura.

In relazione al valore di capacità portante calcolato nei paragrafi successivi si ottiene: $k = 68500$ kN/m³.

9.7.2 Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

Per il calcolo del carico limite della fondazione del tombino si utilizza la formula di Brinch-Hansen. La verifica viene condotta allo stato limite ultimo secondo l'Approccio di progetto 2:

•Combo 1: A1 + M1 + R3

In accordo con le sezioni di progetto e con i profili geotecnici, la platea di fondazione del manufatto risulta interessare il litotipo All. Pertanto ai fini della verifica della capacità portante si impiegano le caratteristiche di questo litotipo.

I calcoli per la valutazione della pressione limite di progetto sono riepilogati nelle tabelle di seguito:

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

AZIONI IN TESTA ALLA FONDAZIONE

$F_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione X (Direzione parallela alla base)
$F_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione Y (Direzione parallela alla lunghezza)
$F_z =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
$M_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione X
$M_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

$B =$	<input type="text" value="2,30"/>	m	Base
$L =$	<input type="text" value="6,80"/>	m	Lunghezza
$H =$	<input type="text" value="0,30"/>	m	Altezza
$D =$	<input type="text" value="0,30"/>	m	Profondità piano di posa
$\alpha =$	<input type="text" value="0"/>	°	Inclinazione del piano di posa

Considera peso proprio fondazione

$\gamma_p =$	<input type="text" value="25,00"/>	kN/m ³	Peso per unità di volume fondazione
$P_p =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

Considera momenti di trasporto

$F_{xd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione X
$F_{yd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione Y
$F_{zd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
$M_{xd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione X
$M_{yd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione Y
$V =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Componente verticale del carico
$H =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Componente orizzontale del carico
$\theta_v =$	<input type="text" value="0,00"/>	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
$\theta_H =$	<input type="text" value="90,00"/>	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza
$e_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	m	Eccentricità in direzione X
$e_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

$B' =$	<input type="text" value="2,30"/>	m	Base ridotta
$L' =$	<input type="text" value="6,80"/>	m	Lunghezza ridotta
$A' =$	<input type="text" value="15,64"/>		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

$\gamma =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
$\varphi' =$	<input type="text" value="38"/>	°	Angolo di attrito
$c' =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m ²	Coesione efficace
$c_u =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m ²	Coesione non drenata
$\gamma_r =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale
$K_p =$	<input type="text" value="4,204"/>		Coefficiente di spinta passiva
$q =$	<input type="text" value="5,40"/>	kN/m ²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1000

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

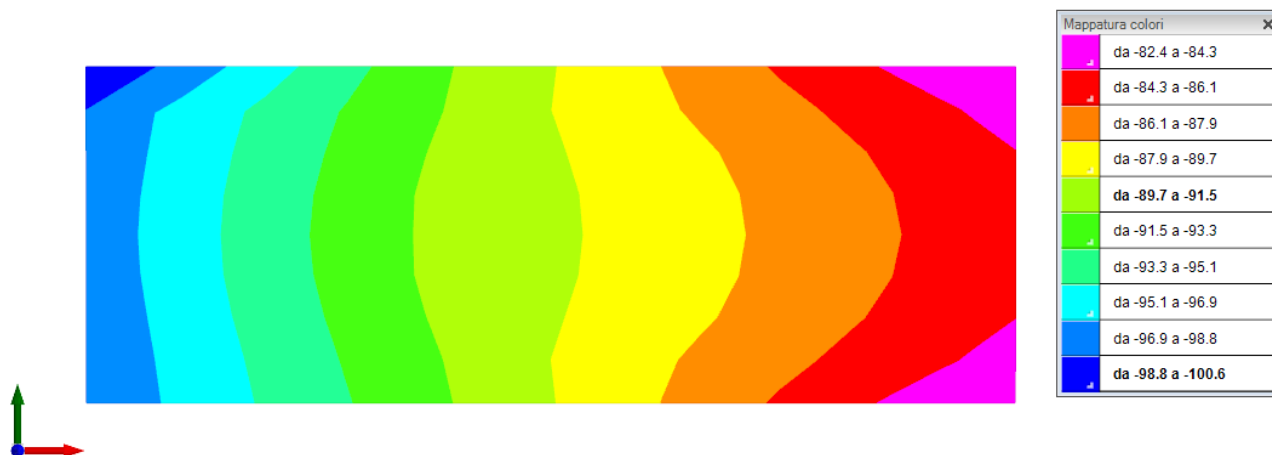
k=	0,13	Fattore di profondità
m_b =	1,75	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
m_l =	1,25	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
m=	1,75	Parametro di forma complessivo
N_c =	61,35	Fattori di capacità portante
N_q =	48,93	
N_γ =	74,90	
s_c =	1,21	Fattori di forma
s_q =	1,21	
s_γ =	0,90	
b_c =	1,00	Fattori di inclinazione del piano di posa
b_q =	1,00	
b_γ =	1,00	
i_c =	1,00	Fattori di inclinazione del carico
i_q =	1,00	
i_γ =	1,00	

PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S.=	2,3	Fattore di sicurezza
q_{LIM} =	1712,355 kN/m ²	Pressione limite
$q_{R,D}$ =	744,50 kN/m ²	Pressione resistente di progetto

La verifica della capacità portante del complesso terreno fondazione viene effettuata confrontando le pressioni esercitate dalla struttura sul terreno, ottenute dall'analisi ad elementi finiti, con la pressione resistente limite precedentemente determinata. I valori massimi delle pressioni sul terreno sono riportati graficamente nello schema seguente:



Essendo la pressione sul terreno inferiore a quella limite di progetto la verifica risulta soddisfatta.