

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

INTERFERENZE VIARIE ED IDRAULICHE

Elaborati Generali

Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00m

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

NN1X 00 D 78 CL IN0000 015 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Romano	Gen-2021	M.D'Avino	Gen-2021	D.Tiberti Gen-2021

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10175

NN1X.0.0.D.78.CL.IN.00.0.0.015.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	5
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i>	5
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i>	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante</i>	6
4.2	ACCIAIO	6
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	7
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	7
6	INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA	8
7	MODELLAZIONE ADOTTATA	8
8	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	9
8.1	PESI PROPRI	9
8.1	CARICHI PERMANENTI PORTATI	9
8.2	SPINTA DEL TERRENO	10
8.3	AZIONE SISMICA	12
8.3.1	<i>Vita nominale</i>	12
8.3.2	<i>Classe d'uso</i>	13
8.3.3	<i>Periodo di riferimento</i>	14
8.3.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	14
8.3.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	15
9	COMBINAZIONE DI CARICO	22
10	VERIFICHE GEOTECNICHE MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.	
10.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
10.2	SOLLECITAZIONI AGENTI SU SINGOLO MICROPALO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
10.3	PORTANZA VERTICALE DEL MICROPALO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
10.3.1	<i>Verifica micropalo compresso</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>
10.3.2	<i>Instabilità di tipo elastico</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>
10.3.3	<i>Valutazione dei cedimenti</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>
10.3.4	<i>Verifica micropalo teso</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>
10.4	PORTANZA ORIZZONTALE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
11	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
11.1	VERIFICA TUBO ARMATURA MICROPALO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12	VERIFICA DI RESISTENZA SUOLA DI FONDAZIONE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.1	ARMATURE MINIME DI NORMATIVA	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.2	VERIFICA SEZIONE TRASVERSALE 120x55CM	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13	CONCLUSIONI	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.



**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE VIARIE ED IDRAULICHE**

ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 015	A	2 di 50

14 **INCIDENZA** ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.

1 PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un canale a U lungo la linea metropolitana "Salerno-Pontecagnano aeroporto".

Il canale è il proseguimento del tombino scatolare IN26, situato alla progressiva 6+071.11 km.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

SEZIONE LONGITUDINALE : ASSETTO FINALE

Scala 1:200

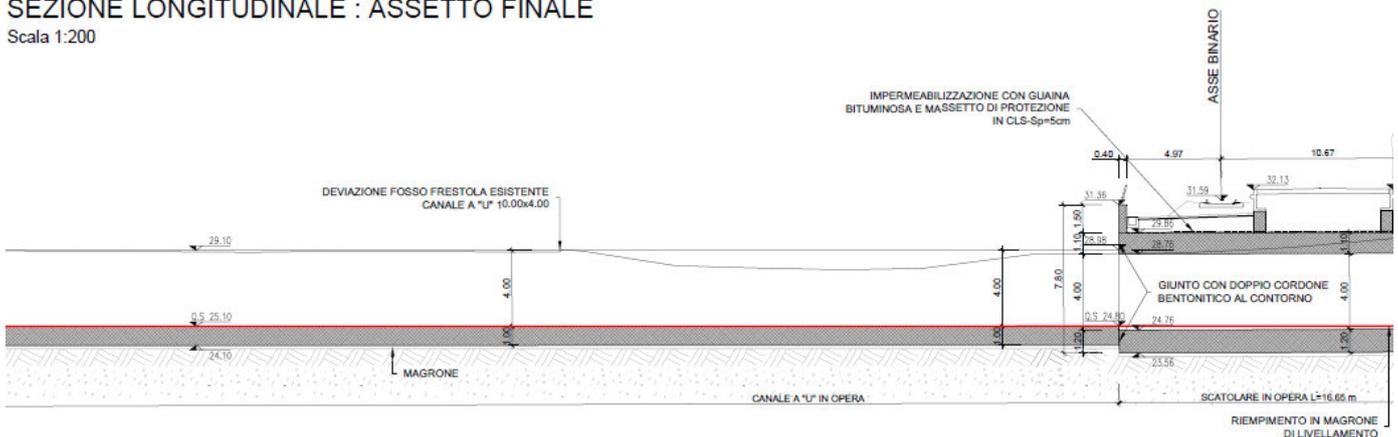


Figura 1 – Sezione longitudinale muro a U.

SEZIONE TIPO CANALE A "U"

Scala 1:100

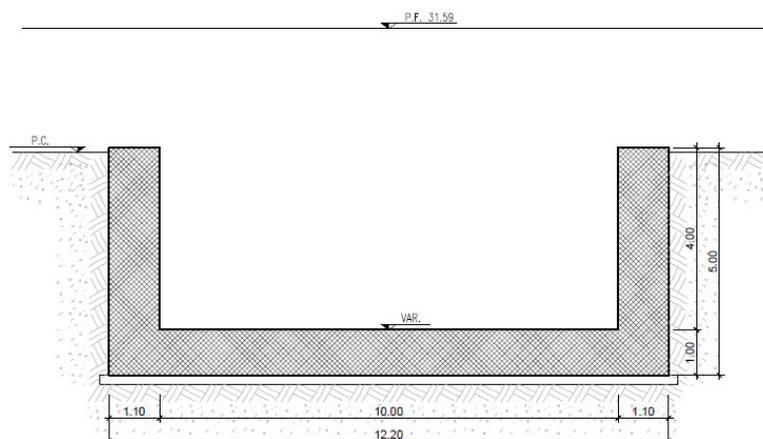


Figura 2 – Sezione trasversale muro a U.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il muro a U si trova all'interno della stazione di Pontecagnano e si colloca agli estremi dello scatolare IN26: esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti di spessore S_p e soletta inferiore di spessore S_f . Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni dell'opera e la simbologia adottata:

Lint	10.00 m	Larghezza netta soletta di fondo
Hint	4.00 m	Altezza netta piedritti
Sp	1.10 m	Spessore piedritti
Sf	1.00 m	Spessore soletta di fondo

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche muro a U.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante

Per le opere in c.a. si impiega calcestruzzo di classe C30/37:

Classe di esposizione	XA1
Resistenza cubica caratteristica a compressione	37MPa
– $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a compressione;
– $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 17.40 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione del cls;
– $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.94 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media a trazione del cls;
– $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.05 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a trazione del cls;
– $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo a trazione del cls.
– $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.61 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,
dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;	
– $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.07 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
– $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
– $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33019.4 \text{ N/mm}^2$	Modulo elastico del calcestruzzo
– $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 16.28 \text{ N/mm}^2$	tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
– $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$	tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

– acciaio	B450C
– tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
– tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
– modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.
– tensione massima di esercizio per l'acciai	$\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa del muro a U è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

Il terreno su cui si intesta l'opera esaminata è l'unità geotecnica L2, le cui caratteristiche sono riportate di seguito:

Unità geotecnica	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione e elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni E'=E ₀ /5
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
L2	18.00	22.00	10.00	45.00	200.00	<10	3.5 E-06	40.00

La falda è considerata ad una profondità di 8.00 m circa da p.c.

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità V_{s,30}.

Si può ricavare il parametro V_{s,30} mediante la relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Come riportato dettagliatamente nella relazione geologica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di V_{s,30} disponibili dalle prove sismiche Masw ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C e E".

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

6 INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso un letto di molle; la costante di sottofondo è stata calcolata a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale valutato con le relazione $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$ (per $L/B \leq 10$ con L lunghezza singolo concio).

Dal calcolo si ottiene una costante di sottofondo k_w pari a 3225.7 kN/m³.

7 MODELLAZIONE ADOTTATA

L'analisi delle strutture è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA. Lo schema statico impiegato è quello di telaio costituito da elementi frame; in corrispondenza della intersezione tra tali elementi il programma genera in automatico dei nodi per garantire la continuità strutturale. Ad ogni elemento è assegnata la corrispondente sezione rettangolare in calcestruzzo, la cui geometria è definita dallo spessore dell'elemento stesso per una larghezza unitaria, dal momento che la struttura è risolta come piana.

Per le verifiche delle sezioni si è adottato il programma RC-SEC – Autore GEOSTRU.

La soletta di fondo viene suddivisa in 22 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno - struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

WINKLER		
ks_calcolo=	3397	kN/m ³
L_utile=	11.00	m
Sp=	1.1	m
num_nodi=	23	
num_elementi sol inf	22	0.5
	vert	
ks_nodi_spigolo=	2718	kN/m
ks_nodi_centrali=	1699	kN/m

8 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Si riportano di seguito i carichi impiegati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

8.1 PESI PROPRI

Il peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo attribuendo al c.a. un peso dell'unità di volume di 25 kN/m³.

8.1 CARICHI PERMANENTI PORTATI

Si considera a favore di sicurezza un carico pari a 20 kPa agente a lato del muro a U, rappresentativo di eventuali carichi gravanti in corrispondenza dell'opera: quest'azione viene tradotta in una forza uniformemente distribuita agente sul piedritto, pari a $20 \cdot k_0 = 12.60$ kPa.

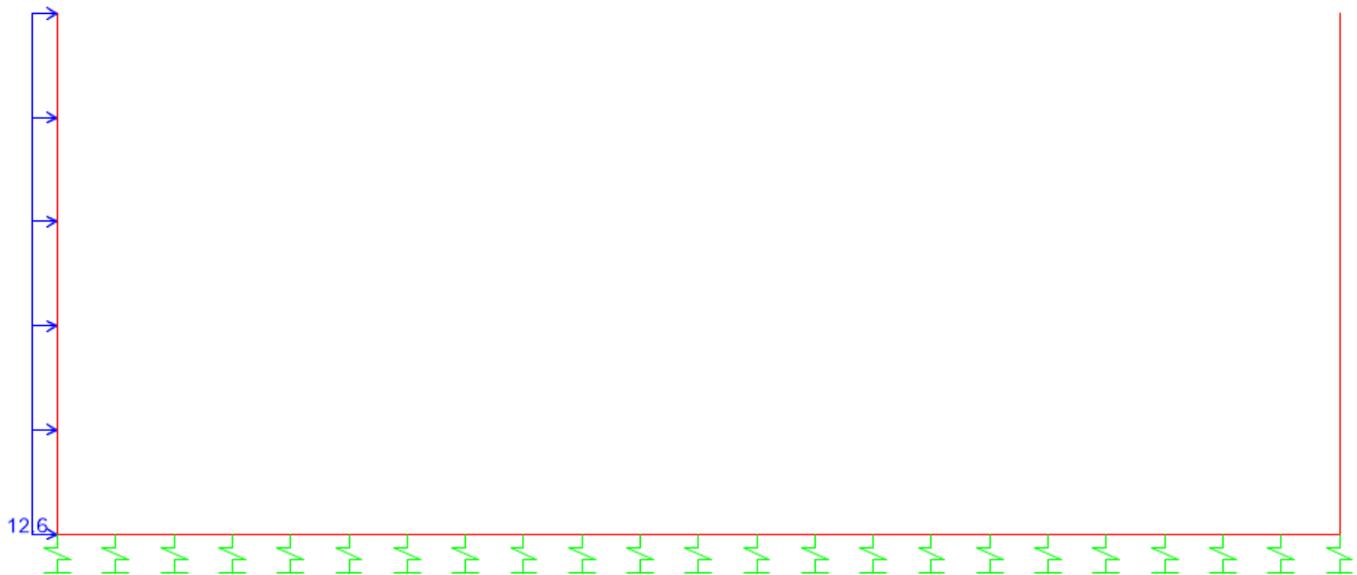


Figura 3 – Spinta su piedritto dei carichi agenti in superficie.

8.2 SPINTA DEL TERRENO

Per la valutazione della spinta esercitata dal terreno quest'ultimo è stato considerato a favore di sicurezza in condizioni di riposo, pertanto il coefficiente di spinta è dato dalla relazione $k_0 = 1 - \text{sen}\phi'$.

SPINTA RIPOSO			
γ_t	18.00	kN/m ³	peso specifico terreno
Φ'_k	22	°	angolo attrito caratteristico
Φ'_d	22	°	angolo attrito di progetto
k_0	0.63	-	

z da p.c. (m)	$\sigma_{h,tot}$ (kN/m ²)
0	0.00
4	45.03
4.5	50.66
5	56.29

$F_{t,inf}$	26.74	kN/m	spinta su metà spessore soletta inferiore
-------------	-------	------	---

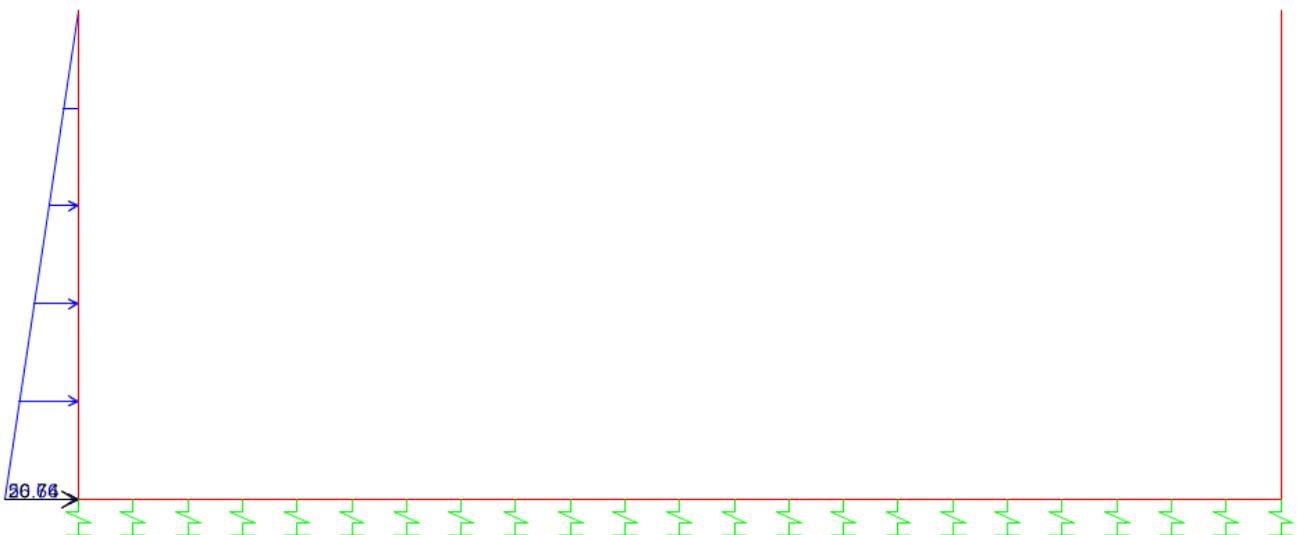


Figura 4 – Spinta del terreno su piedritto in sinistra.

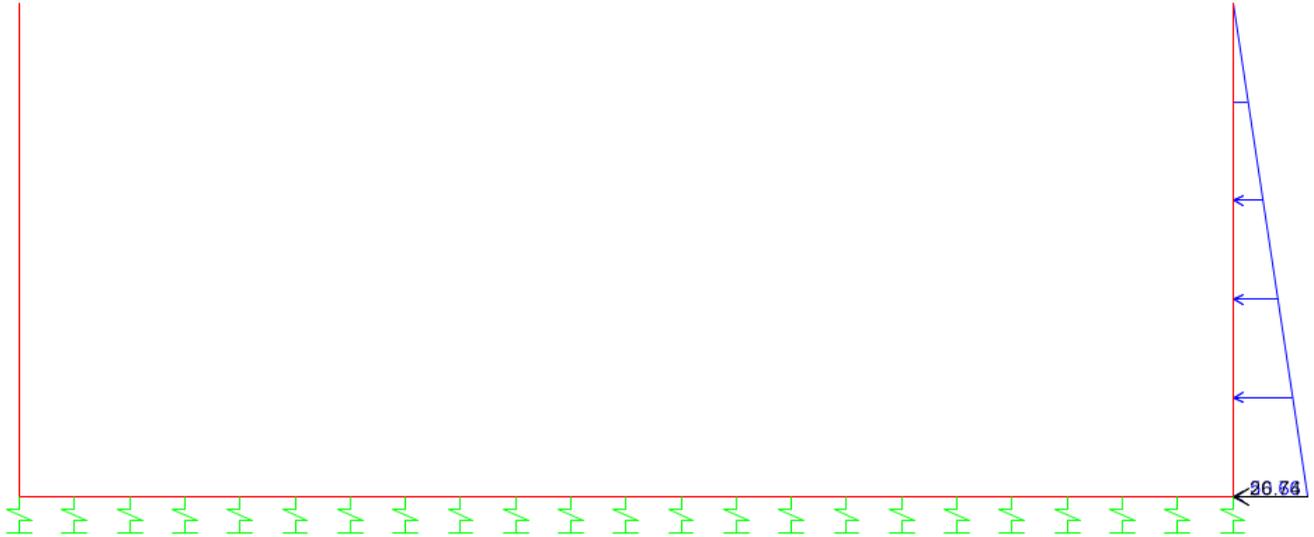


Figura 5 – Spinta del terreno su piedritto in destra.

8.3 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

8.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V _N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V≥250 Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. (

Nel caso in esame si considera $V_N = 75$.

8.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

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

Nel caso in esame si considera $C_U = 1.5$.

8.3.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

8.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

da cui si ottiene:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

8.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

Si considera cautelativamente la Categoria C.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,485$ e $C_c = 1,341$

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : info

Classe d'uso della costruzione - c_U : info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - T_R : info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$:
- SLD - $P_{VR} = 63\%$:

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$:
- SLC - $P_{VR} = 5\%$:

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1.485$

$C_c = 1.340$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore $q_s = 1$

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore $q_v = 1$

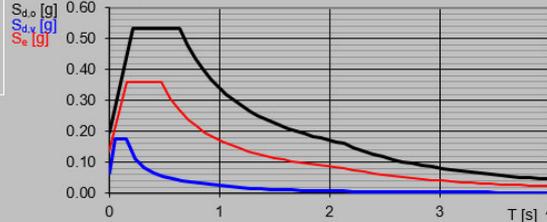
$\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

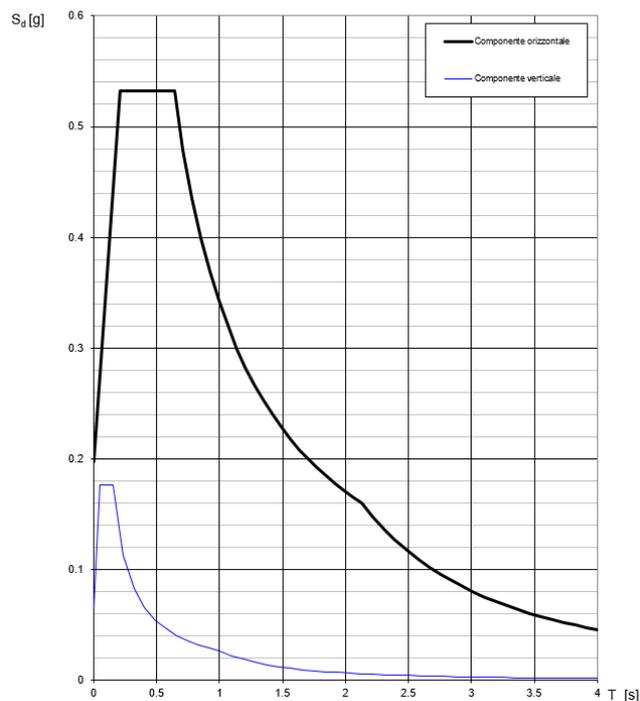
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.133 g
F_o	2.698
T_c	0.477 s
S_s	1.485
C_c	1.340
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.485
η	1.000
T_B	0.213 s
T_C	0.640 s
T_D	2.131 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.197
T_B	0.213	0.532
T_C	0.640	0.532
	0.711	0.479
	0.782	0.435
	0.853	0.399
	0.924	0.368
	0.995	0.342
	1.066	0.319
	1.137	0.299
	1.208	0.282
	1.279	0.266
	1.350	0.252
	1.421	0.240
	1.492	0.228
	1.563	0.218
	1.634	0.208
	1.705	0.200
	1.776	0.192
	1.847	0.184
	1.918	0.177
	1.989	0.171
	2.060	0.165
T_D	2.131	0.160
	2.220	0.147
	2.309	0.136
	2.398	0.126
	2.487	0.117
	2.576	0.109
	2.665	0.102
	2.754	0.096
	2.843	0.090
	2.932	0.084
	3.021	0.079
	3.110	0.075
	3.199	0.071
	3.288	0.067
	3.377	0.064
	3.466	0.060
	3.555	0.057
	3.644	0.055
	3.733	0.052
	3.822	0.050
	3.911	0.047
	4.000	0.045

L'azione sismica agente sulle masse strutturali è stata considerata con un approccio di tipo pseudo-statico. Esso consente di rappresentare il sisma mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v , rispettivamente, coefficiente sismico orizzontale e verticale, pari a

$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$ coefficiente sismico orizzontale

$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ coefficiente sismico verticale

Nelle espressioni precedenti a_{max} rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito mentre β_m è il coefficiente di riduzione di tale accelerazione valutato in funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Per l'analisi della struttura in esame β_m è stato posto pari ad 1. L'accelerazione orizzontale massima è stata valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e S un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto, della massa associata al peso proprio e delle masse associate al carico permanente.

Inoltre, l'incremento di spinta dovuto al sisma è stato valutato utilizzando la teoria di Wood. Secondo tale teoria la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma, su una parete di altezza H_s , viene determinato attraverso la relazione $\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot K_h H_{tot}^2$ (H_{tot} = distanza p.c. – intradosso soletta inferiore).

a_g	0.133	g
S_S	1.485	
S_T	1	
a_{max}	0.197	g
β_m	1	
k_h	0.197	
k_v	0.098	

INERZIA ORIZZONTALE			
Piedritti			
$k_h \cdot W_P$	5.41	kN/m ²	peso proprio s. 1.10 M
SOVRASPINTA SISMICA (WOOD)			
h_{tot}	5	m	altezza complessiva
Δp_d	17.46	kN/m ²	incremento di spinta
F_w	8.73	kN/m	spinta su metà spessore soletta inferiore

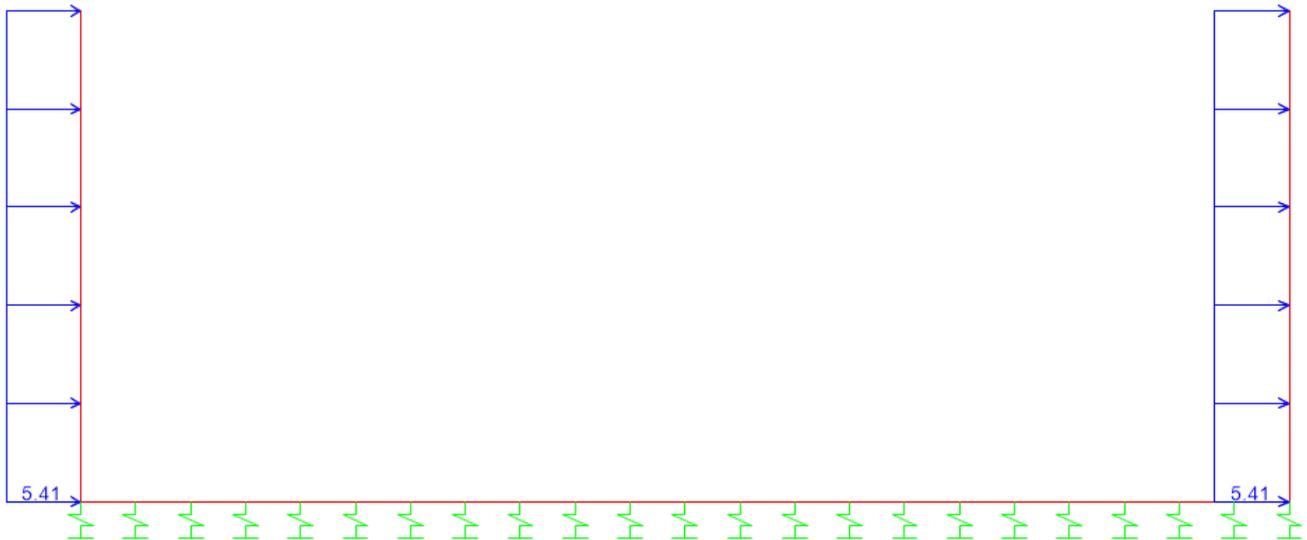


Figura 6 – Sisma orizzontale.

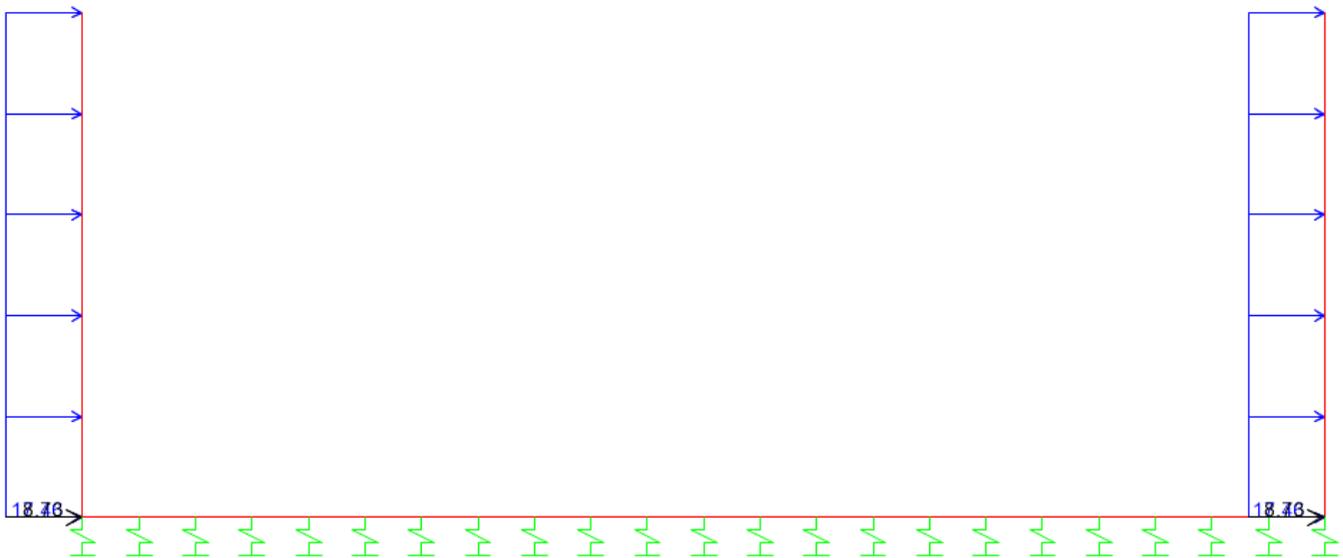


Figura 7 – Sovrappinta sismica.

9 COMBINAZIONE DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico g_r della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Le azioni impiegate nella definizione delle combinazioni di carico sono riepilogate nella tabella sottostante:

Azione	Load Case Name
Peso proprio	DEAD
Spinta su piedritto sinistro	Permanenti - piedritto
Spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro	spinta_sx_k0
Spinta a riposo del terreno sul piedritto destro	spinta_dx_k0
Azione sismica orizzontale dovuta al peso proprio e ai carichi permanenti	sisma_orizzontale
Incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuto al sisma	sovraspinta_sismica

Tabella 2 – Riepilogo carichi.

Di seguito sono elencate le combinazioni di carico impiegate nelle verifiche:

	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanenti - piedritto	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5
spinta_sx_k0	1	1	1.3	1	1.35
spinta_dx_k0	1	1	1	1.35	1.35

Tabella 3 – Combinazione di carico agli SLU – condizioni statiche.

	slv1	slv2
DEAD	1	1
Permanenti - piedritto	1	1
spinta_sx_k0	1	1
spinta_dx_k0	1	1
Sisma_orizzontale	1	0.3
Sovrappinta_sismica	1	0.3

Tabella 4 – Combinazione di carico agli SLV – condizioni sismiche.

	rar1	fre1	fre2	qpe1
DEAD	1	1	1	1
Permanenti - piedritto	1	1	1	1
spinta_sx_k0	1	0.8	1	0.8
spinta_dx_k0	1	1	0.8	0.8

Tabella 5 – Combinazione di carico agli SLE – condizioni statiche.

10 RISULTATI E VERIFICHE

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni per gli stati limite ultimi statici e sismici e per gli stati limite d'esercizio.

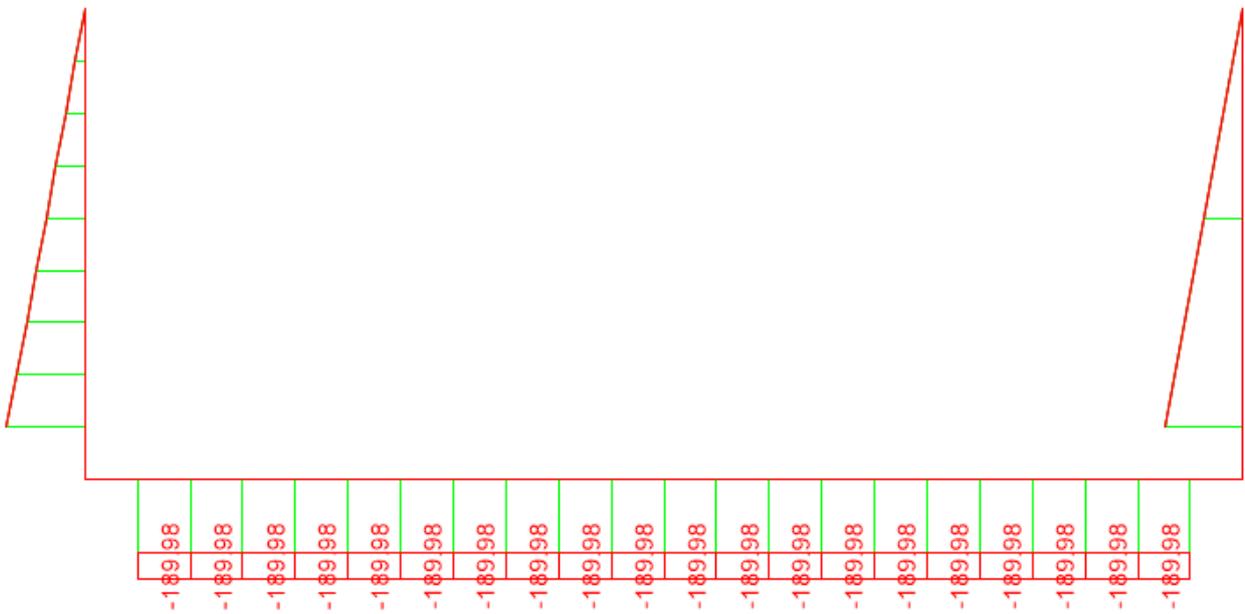


Figura 8 – Sforzo normale - SLU.

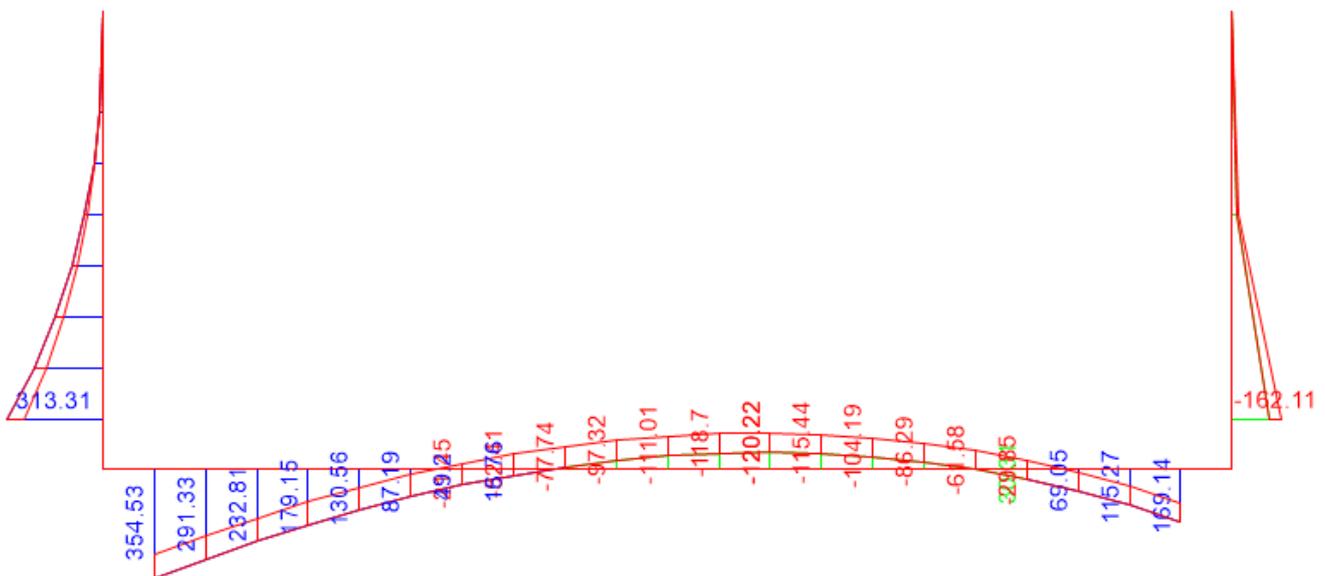


Figura 9 – Momento flettente enve - SLU.

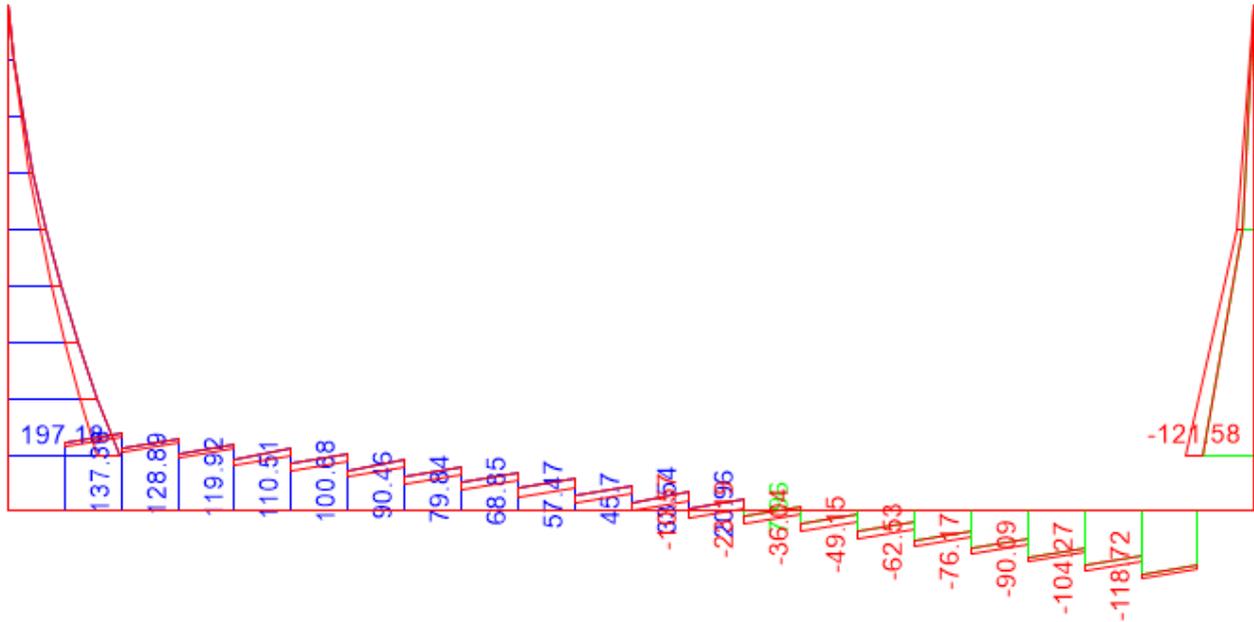


Figura 10 – Taglio enve - SLU.

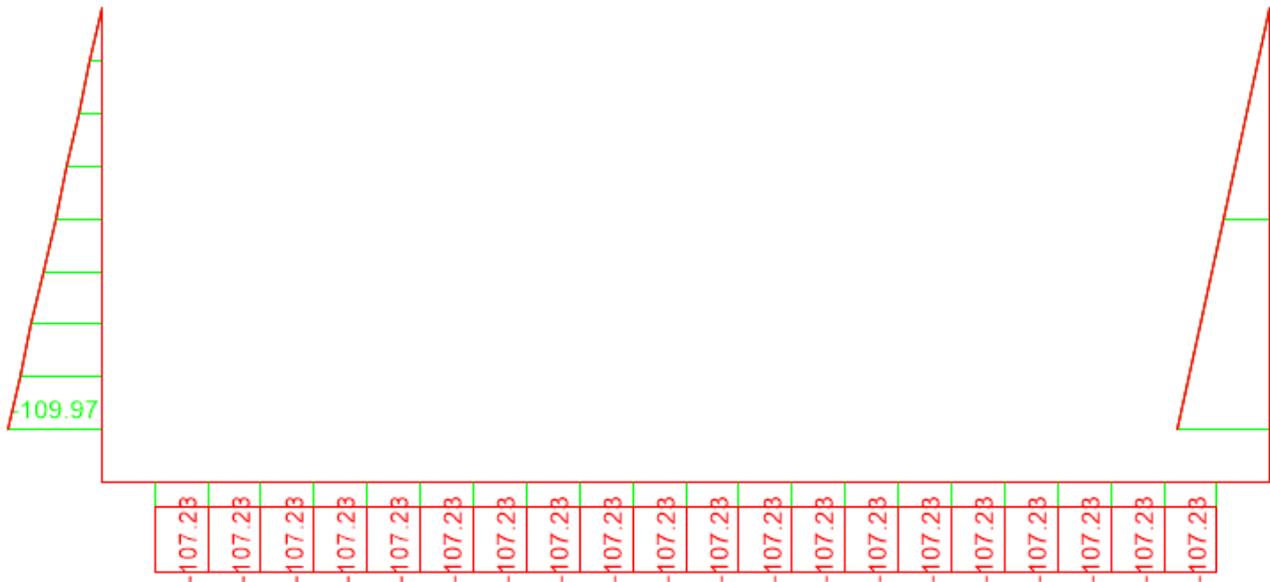


Figura 11 – Sforzo normale enve - SLV.

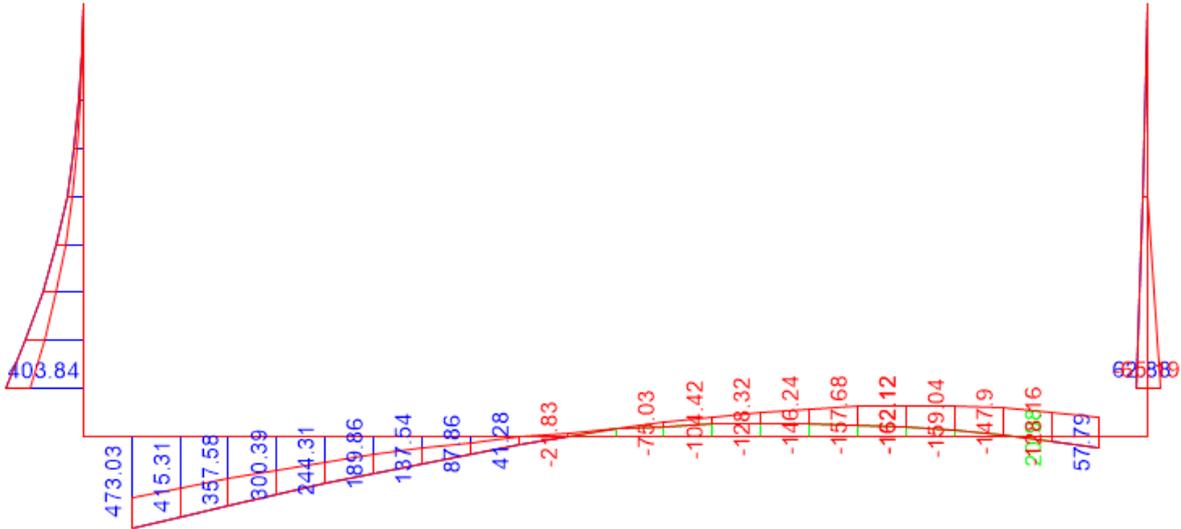


Figura 12 – Momento flettente enve - SLV.

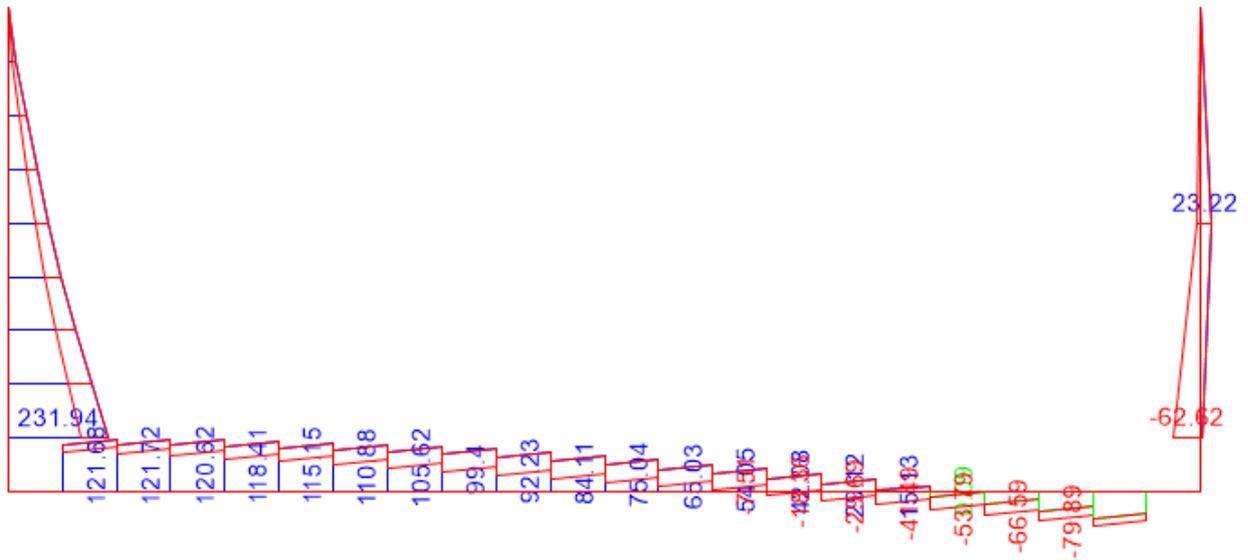


Figura 13 – Taglio enve - SLV.

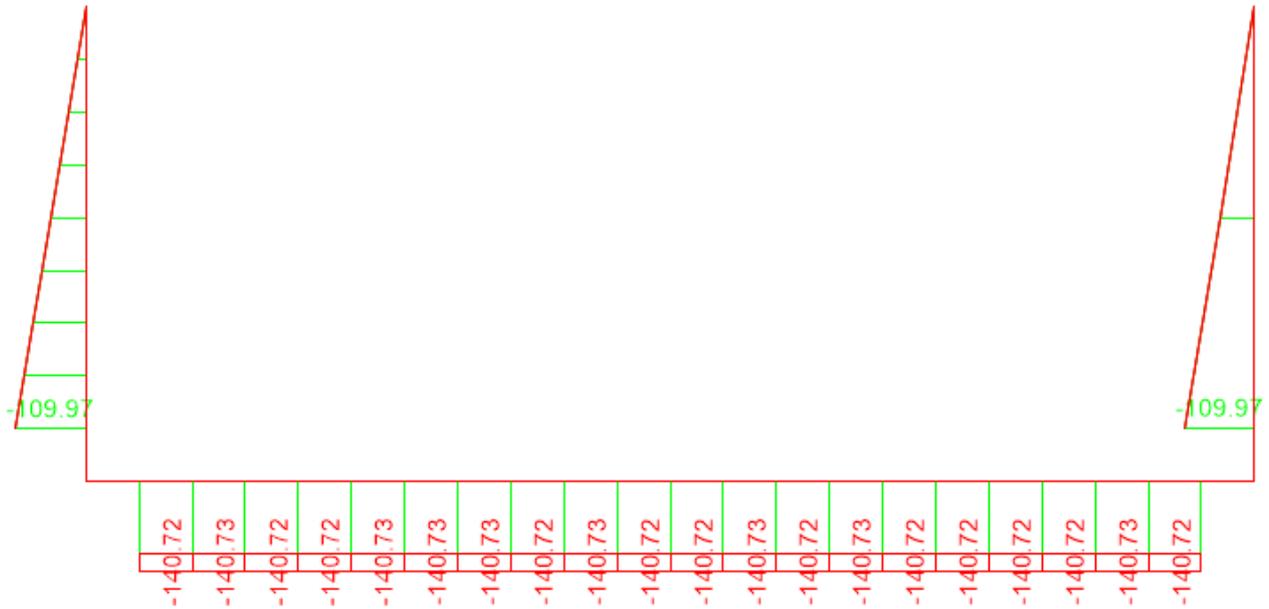


Figura 14 – Sforzo normale enve - SLE.

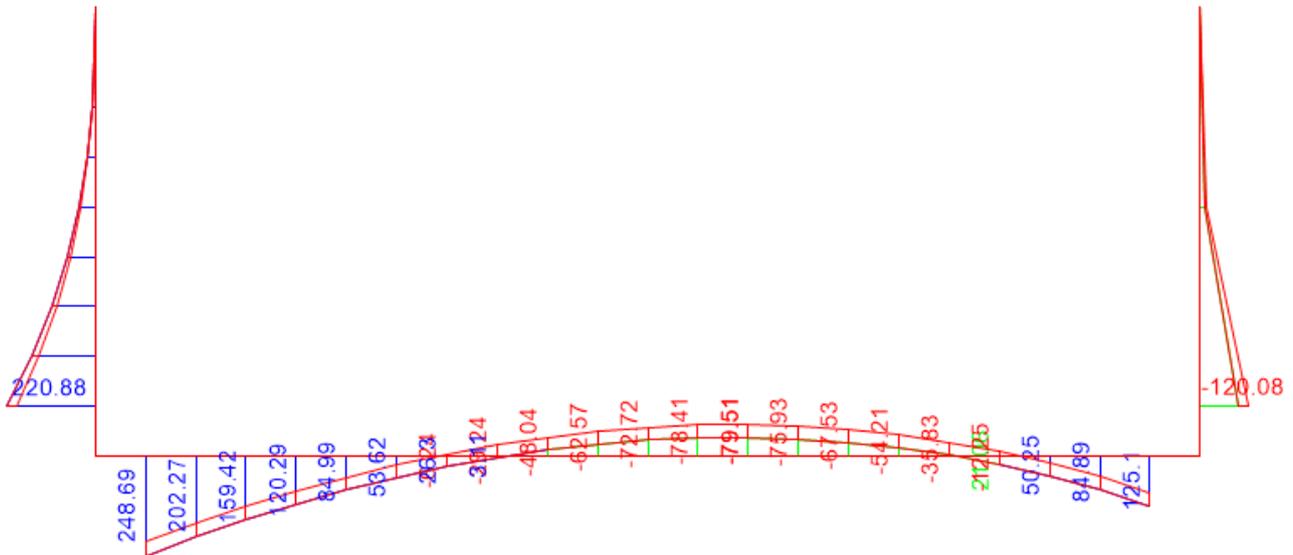


Figura 15 – Momento flettente enve - SLE.

10.1 VERIFICA PIEDRITTI

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLV	-109.97	231.94	403.84	1	0.50	sis1
M3	min		-109.97	-62.62	-65.20	3	0.50	sis2
V2	max		-109.97	231.94	403.84	1	0.50	sis1
V2	min		-109.97	-62.62	-65.20	3	0.50	sis2
P	max		0.00	0.00	0.00	3	4.50	sis1
P	min		-109.97	231.94	403.84	1	0.50	sis1
SLU			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLU	-148.46	197.18	313.31	1	0.50	slu3
M3	min		-148.46	-121.58	-162.11	3	0.50	slu4
V2	max		-148.46	197.18	313.31	1	0.50	slu3
V2	min		-148.46	-121.58	-162.11	3	0.50	slu4
P	max		0.00	0.00	0.00	3	4.50	slu2
P	min		-148.46	158.10	256.16	1	0.50	slu1
SLE - RARA			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE RAR	-109.97	140.46	220.88	1	0.50	rar1
M3	min		-109.97	-90.06	-120.08	3	0.50	rar1
V2	max		-109.97	140.46	220.88	1	0.50	rar1
V2	min		-109.97	-90.06	-120.08	3	0.50	rar1
P	max		0.00	0.00	0.00	1	4.50	rar1
P	min		-109.97	140.46	220.88	1	0.50	rar1
SLE - FREQUENTE			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE FRE	-109.97	140.46	220.88	1	0.50	fre1
M3	min		-109.97	-90.06	-120.08	3	0.50	fre2
V2	max		-109.97	140.46	220.88	1	0.50	fre1
V2	min		-109.97	-90.06	-120.08	3	0.50	fre2
P	max		0.00	0.00	0.00	1	4.50	fre1
P	min		-109.97	140.46	220.88	1	0.50	fre1
SLE - Q.P.			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE QPE	-109.97	122.45	196.87	1	0.50	qpe1
M3	min		-109.97	-72.05	-96.07	3	0.50	qpe1
V2	max		-109.97	122.45	196.87	1	0.50	qpe1
V2	min		-109.97	-72.05	-96.07	3	0.50	qpe1
P	max		0.00	0.00	0.00	1	4.50	qpe1
P	min		-109.97	122.45	196.87	1	0.50	qpe1

10.1.1 Verifica in condizioni statiche

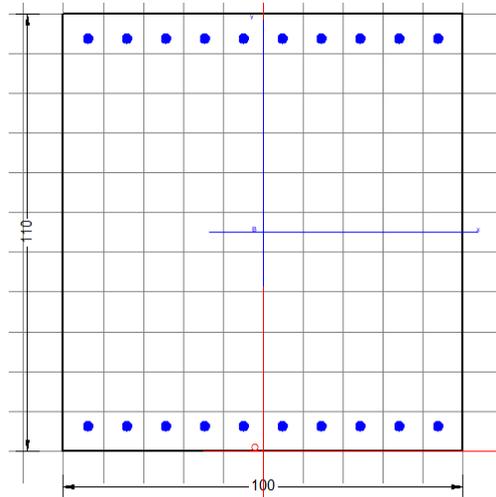
Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO			
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	197.18 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	C30/37	R_{ck}	37 N/mm ²
		f_{ck}	30.71 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	17.40 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		γ_c	1.5
Altezza sezione		h	1100 mm
Copriferro		c	76 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		b_w	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	1024 mm
Area Calcestruzzo		A_c	1100000 mm ²
Armatura longitudinale tesa	n	10	\emptyset 24 mm
		A_{sI}	4521.6 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		ρ_1	0.0044 ≤ 0.02 ok
Tensione media di compressione nella sezione		σ_{cp}	0.0000 ≤ 0.2 f_{cd} ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.44 ≤ 2 ok
$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		v_{\min}	0.25
		V_{Rd}	422.53 kN
Verifica:		$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA

La verifica a taglio risulta soddisfatta, pertanto non vengono inserite armature a taglio.

Il piedritto è armato con un ordine di armatura superiore e inferiore di 10 ϕ 24, con armatura di ripartizione pari a 10 ϕ 12.

Verifica a pressoflessione



DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00 daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00 daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	120.00 daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
 Comb.Rare - Sf Limite: 3375.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
 Altezza: 110.0 cm
 Barre inferiori: 10Ø24 (45.2 cm²)
 Barre superiori: 10Ø24 (45.2 cm²)
 Coprif.Inf.(dal baric. barre): 7.6 cm
 Coprif.Sup.(dal baric. barre): 7.6 cm
 Coprif.Lat. (dal baric.barre): 7.6 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
 MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	14846	31331	0	0
2	14846	-16211	0	0
3	14846	31331	0	0
4	14846	-16211	0	0
5	14846	25616	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	10997	22088
2	10997	-12008
3	10997	22088
4	10997	-12008
5	10997	22088

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	10997	22088 (83177)
2	10997	-12008 (-92113)
3	10997	22088 (83177)
4	10997	-12008 (-92113)
5	10997	22088 (83177)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 015	A	34 di 50

con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	10997	19687 (84366)
2	10997	-9607 (-97871)
3	10997	19687 (84366)
4	10997	-9607 (-97871)
5	10997	19687 (84366)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	14846	31331	14860	179628	5.733	100.6	0.09	0.70	45.2 (17.2)
2	S	14846	-16211	14860	-179628	11.081	9.4	0.09	0.70	45.2 (17.2)
3	S	14846	31331	14860	179628	5.733	100.6	0.09	0.70	45.2 (17.2)
4	S	14846	-16211	14860	-179628	11.081	9.4	0.09	0.70	45.2 (17.2)
5	S	14846	25616	14860	179628	7.012	100.6	0.09	0.70	45.2 (17.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	110.0	0.00068	102.4	-0.03445	7.6
2	0.00350	0.0	0.00068	7.6	-0.03445	102.4
3	0.00350	110.0	0.00068	102.4	-0.03445	7.6
4	0.00350	0.0	0.00068	7.6	-0.03445	102.4
5	0.00350	110.0	0.00068	102.4	-0.03445	7.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 015	A	35 di 50

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [(daN/cm ²)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.4	110.0	0.0	76.4	-412	102.4	19.0	1900	45.2	9.4
2	S	7.5	0.0	0.0	44.8	-177	7.6	19.0	1900	45.2	9.4
3	S	13.4	110.0	0.0	76.4	-412	102.4	19.0	1900	45.2	9.4
4	S	7.5	0.0	0.0	44.8	-177	7.6	19.0	1900	45.2	9.4
5	S	13.4	110.0	0.0	76.4	-412	102.4	19.0	1900	45.2	9.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00023	0.00010	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	389	0.048 (0.20)	83177
2	S	-0.00010	0.00006	0.50	0.60	0.000053 (0.000053)	389	0.021 (0.20)	-92113
3	S	-0.00023	0.00010	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	389	0.048 (0.20)	83177
4	S	-0.00010	0.00006	0.50	0.60	0.000053 (0.000053)	389	0.021 (0.20)	-92113
5	S	-0.00023	0.00010	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	389	0.048 (0.20)	83177

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.4	110.0	0.0	76.4	-412	102.4	19.0	1900	45.2	9.4
2	S	7.5	0.0	0.0	44.8	-177	7.6	19.0	1900	45.2	9.4
3	S	13.4	110.0	0.0	76.4	-412	102.4	19.0	1900	45.2	9.4
4	S	7.5	0.0	0.0	44.8	-177	7.6	19.0	1900	45.2	9.4
5	S	13.4	110.0	0.0	76.4	-412	102.4	19.0	1900	45.2	9.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00023	0.00010	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	389	0.048 (0.20)	83177
2	S	-0.00010	0.00006	0.50	0.60	0.000053 (0.000053)	389	0.021 (0.20)	-92113
3	S	-0.00023	0.00010	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	389	0.048 (0.20)	83177
4	S	-0.00010	0.00006	0.50	0.60	0.000053 (0.000053)	389	0.021 (0.20)	-92113
5	S	-0.00023	0.00010	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	389	0.048 (0.20)	83177

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 015	A	36 di 50

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	12.0	110.0	0.0	75.5	-356	102.4	19.0	1900	45.2	9.4
2	S	6.0	0.0	0.0	48.4	-123	7.6	19.0	1900	45.2	9.4
3	S	12.0	110.0	0.0	75.5	-356	102.4	19.0	1900	45.2	9.4
4	S	6.0	0.0	0.0	48.4	-123	7.6	19.0	1900	45.2	9.4
5	S	12.0	110.0	0.0	75.5	-356	102.4	19.0	1900	45.2	9.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00020	0.00009	0.50	0.40	0.000107 (0.000107)	389	0.042 (0.20)	84366
2	S	-0.00007	0.00005	0.50	0.40	0.000037 (0.000037)	389	0.014 (0.20)	-97871
3	S	-0.00020	0.00009	0.50	0.40	0.000107 (0.000107)	389	0.042 (0.20)	84366
4	S	-0.00007	0.00005	0.50	0.40	0.000037 (0.000037)	389	0.014 (0.20)	-97871
5	S	-0.00020	0.00009	0.50	0.40	0.000107 (0.000107)	389	0.042 (0.20)	84366

10.1.2 Verifica in condizioni sismiche

Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO			
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:		V_{Ed}	231.94 kN
		N_{Ed}	0 kN
Calcestruzzo	C30/37	R_{ck}	37 N/mm²
		f_{ck}	30.71 N/mm²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	17.40 N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		γ_c	1.5
Altezza sezione		h	1100 mm
Copriferro		c	76 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		b_w	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	1024 mm
Area Calcestruzzo		A_c	1100000 mm²
Armatura longitudinale tesa	n 10	\emptyset	24 mm
		A_{sl}	4521.6 mm²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		ρ_1	0.0044 ≤ 0.02 ok
Tensione media di compressione nella sezione		σ_{cp}	0.0000 ≤ 0.2 f_{cd} ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.44 ≤ 2 ok
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		v_{\min}	0.25
		V_{Rd}	422.53 kN
Verifica:		$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA

La verifica a taglio risulta soddisfatta, pertanto non vengono inserite armature a taglio.

Il piedritto è armato con un ordine di armatura superiore e inferiore di 10 ϕ 24, con armatura di ripartizione pari a 10 ϕ 12.

Verifica a pressoflessione

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	110.0	cm
Barre inferiori:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Barre superiori:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	7.6	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	10997	40384	0	0
2	10997	-6520	0	0
3	10997	40384	0	0
4	10997	-6520	0	0
5	0	0	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 015	A	39 di 50

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	10997	40384	11020	170602	4.224	83.0	0.26	0.77	45.2 (17.2)
2	S	10997	-6520	11020	-170602	26.166	27.0	0.26	0.77	45.2 (17.2)
3	S	10997	40384	11020	170602	4.224	83.0	0.26	0.77	45.2 (17.2)
4	S	10997	-6520	11020	-170602	26.166	27.0	0.26	0.77	45.2 (17.2)
5	S	0	0	9	-165908	9999.000	26.3	0.26	0.76	45.2 (17.2)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00070	110.0	0.00050	102.4	-0.00196	7.6
2	0.00070	0.0	0.00050	7.6	-0.00196	102.4
3	0.00070	110.0	0.00050	102.4	-0.00196	7.6
4	0.00070	0.0	0.00050	7.6	-0.00196	102.4
5	0.00067	0.0	0.00048	7.6	-0.00196	102.4

10.1 VERIFICA SOLETTA DI FONDO

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

SLV			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLV	-29.08	109.18	473.03	2	0.50	sis1
M3	min		-29.08	15.13	-162.12	2	8.50	sis1
V2	max		-29.08	121.72	357.58	2	1.50	sis1
V2	min		-107.23	-79.89	20.98	2	10.00	sis2
P	max		-29.08	109.18	473.03	2	0.50	sis1
P	min		-107.23	63.40	94.49	2	3.00	sis2
SLU			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLU	-189.98	117.97	354.53	2	0.50	slu5
M3	min		-140.73	11.49	-120.22	2	6.50	slu1
V2	max		-140.73	137.38	289.25	2	1.00	slu3
V2	min		-189.98	-118.72	113.19	2	10.00	slu4
P	max		-140.73	116.17	276.15	2	0.50	slu1
P	min		-189.98	114.68	295.75	2	0.50	slu4
SLE - RARA			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE RAR	-140.73	86.60	248.69	2	0.50	rar1
M3	min		-140.73	8.28	-47.30	2	6.50	rar1
V2	max		-140.73	99.10	202.27	2	1.00	rar1
V2	min		-140.73	-86.66	84.89	2	10.00	rar1
P	max		-140.73	86.60	248.69	2	0.50	rar1
P	min		-140.73	86.60	248.69	2	0.50	rar1
SLE - FREQUENTE			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE FRE	-112.58	88.06	248.23	2	0.50	fre1
M3	min		-112.58	12.56	-67.63	2	6.50	fre1
V2	max		-112.58	100.55	201.08	2	1.00	fre1
V2	min		-140.73	-88.11	83.70	2	10.00	fre2
P	max		-112.58	88.06	248.23	2	0.50	fre1
P	min		-140.73	84.72	215.10	2	0.50	fre2
SLE - Q.P.			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE QPE	-112.58	86.18	214.64	2	0.50	qpe1
M3	min		-112.58	8.46	-79.51	2	6.50	qpe1
V2	max		-112.58	98.67	168.43	2	1.00	qpe1
V2	min		-112.58	-86.24	51.05	2	10.00	qpe1
P	max		-112.58	86.18	214.64	2	0.50	qpe1
P	min		-112.58	86.18	214.64	2	0.50	qpe1

10.1.1 Verifica in condizioni statiche

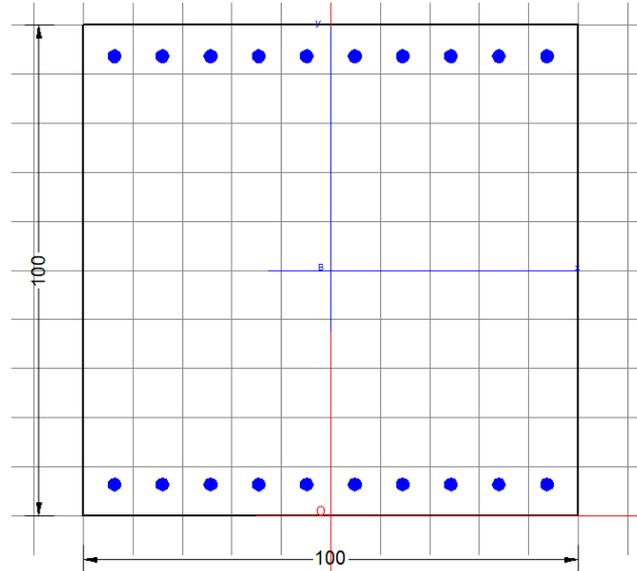
Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO			
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	137.38 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	C30/37	R_{ck}	37 N/mm ²
		f_{ck}	30.71 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	17.40 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		1.5
Altezza sezione	h	1000 mm	
Copriferro	c	76 mm	
Larghezza minima della sezione (in mm)	b_w	1000 mm	
Altezza utile della sezione (in mm)	d	924 mm	
Area Calcestruzzo	A_c	1000000 mm ²	
Armatura longitudinale tesa	n	10	
	\emptyset	24 mm	
	A_{sl}	4521.6 mm ²	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0049 ≤ 0.02	ok
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.0000 ≤ 0.2 f_{cd}	ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1.47 ≤ 2	ok
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{\min}	0.25	
	V_{Rd}	400.92 kN	
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$		VERIFICATA

La verifica a taglio risulta soddisfatta, pertanto non vengono inserite armature a taglio.

Il piedritto è armato con un ordine di armatura superiore e inferiore di 10 ϕ 24, con armatura di ripartizione pari a 10 ϕ 12.

Verifica a pressoflessione



DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	120.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. a snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di progetto ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	

Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito
 Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
 Comb.Rare - Sf Limite: 3375.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
 Altezza: 100.0 cm
 Barre inferiori: 10Ø24 (45.2 cm²)
 Barre superiori: 10Ø24 (45.2 cm²)
 Coprif.Inf.(dal baric. barre): 7.6 cm
 Coprif.Sup.(dal baric. barre): 7.6 cm
 Coprif.Lat. (dal baric.barre): 7.6 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
 MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18998	35453	0	0
2	14073	-12022	0	0
3	14073	28925	0	0
4	18998	11319	0	0
5	14073	27615	0	0
6	18998	29575	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	14073	24869
2	14073	-4730
3	14073	20227
4	14073	8489
5	14073	24869
6	14073	24869

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	11258	24823 (68367)
2	11258	-6763 (-91326)
3	11258	20108 (69910)
4	14073	8370 (91752)
5	11258	24823 (68367)
6	14073	21510 (71339)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	11258	21464 (69389)
2	11258	-7951 (-85434)
3	11258	16843 (71559)
4	11258	5105 (107432)
5	11258	21464 (69389)
6	11258	21464 (69389)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18998	35453	19008	162937	4.596	90.5	0.10	0.70	45.2 (15.5)
2	S	14073	-12022	14057	-160843	13.379	9.4	0.10	0.70	45.2 (15.5)
3	S	14073	28925	14057	160843	5.561	90.6	0.10	0.70	45.2 (15.5)
4	S	18998	11319	19008	162937	14.395	90.5	0.10	0.70	45.2 (15.5)
5	S	14073	27615	14057	160843	5.824	90.6	0.10	0.70	45.2 (15.5)
6	S	18998	29575	19008	162937	5.509	90.5	0.10	0.70	45.2 (15.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	100.0	0.00071	92.4	-0.03037	7.6
2	0.00350	0.0	0.00068	7.6	-0.03081	92.4
3	0.00350	100.0	0.00068	92.4	-0.03081	7.6

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 015	A	45 di 50

4	0.00350	100.0	0.00071	92.4	-0.03037	7.6
5	0.00350	100.0	0.00068	92.4	-0.03081	7.6
6	0.00350	100.0	0.00071	92.4	-0.03037	7.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	17.8	100.0	0.0	68.4	-514	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
2	S	3.7	0.0	0.0	70.1	-19	7.6	10.3	1033	45.2	9.4
3	S	14.6	100.0	0.0	66.9	-393	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
4	S	6.4	100.0	0.0	53.6	-96	92.4	17.9	1792	45.2	9.4
5	S	17.8	100.0	0.0	68.4	-514	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
6	S	17.8	100.0	0.0	68.4	-514	92.4	19.0	1900	45.2	9.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00029	0.00013	0.50	0.60	0.000154 (0.000154)	389	0.060 (0.20)	70000
2	S	-0.00001	0.00003	0.50	0.60	0.000006 (0.000006)	311	0.002 (0.20)	-143463
3	S	-0.00022	0.00011	0.50	0.60	0.000118 (0.000118)	389	0.046 (0.20)	71986
4	S	-0.00006	0.00005	0.50	0.60	0.000029 (0.000029)	379	0.011 (0.20)	91153
5	S	-0.00029	0.00013	0.50	0.60	0.000154 (0.000154)	389	0.060 (0.20)	70000
6	S	-0.00029	0.00013	0.50	0.60	0.000154 (0.000154)	389	0.060 (0.20)	70000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	17.6	100.0	0.0	69.6	-540	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
2	S	5.0	0.0	0.0	49.9	-76	7.6	17.8	1784	45.2	9.4
3	S	14.4	100.0	0.0	68.5	-417	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
4	S	6.3	100.0	0.0	53.3	-93	92.4	17.8	1780	45.2	9.4
5	S	17.6	100.0	0.0	69.6	-540	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
6	S	15.5	100.0	0.0	67.4	-427	92.4	19.0	1900	45.2	9.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00030	0.00013	0.50	0.60	0.000162 (0.000162)	389	0.063 (0.20)	68367
2	S	-0.00004	0.00004	0.50	0.60	0.000023 (0.000023)	378	0.009 (0.20)	-91326
3	S	-0.00023	0.00011	0.50	0.60	0.000125 (0.000125)	389	0.049 (0.20)	69910
4	S	-0.00005	0.00005	0.50	0.60	0.000028 (0.000028)	378	0.011 (0.20)	91752
5	S	-0.00030	0.00013	0.50	0.60	0.000162 (0.000162)	389	0.063 (0.20)	68367
6	S	-0.00024	0.00012	0.50	0.60	0.000128 (0.000128)	389	0.050 (0.20)	71339

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	15.3	100.0	0.0	68.9	-452	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
2	S	5.9	0.0	0.0	46.5	-104	7.6	19.0	1900	45.2	9.4
3	S	12.2	100.0	0.0	67.0	-332	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
4	S	3.9	100.0	0.0	44.6	-39	92.4	14.9	1489	45.2	9.4
5	S	15.3	100.0	0.0	68.9	-452	92.4	19.0	1900	45.2	9.4
6	S	15.3	100.0	0.0	68.9	-452	92.4	19.0	1900	45.2	9.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00025	0.00011	0.50	0.40	0.000136 (0.000136)	389	0.053 (0.20)	69389
2	S	-0.00006	0.00004	0.50	0.40	0.000031 (0.000031)	389	0.012 (0.20)	-85434
3	S	-0.00019	0.00009	0.50	0.40	0.000100 (0.000100)	389	0.039 (0.20)	71559
4	S	-0.00002	0.00003	0.50	0.40	0.000012 (0.000012)	352	0.004 (0.20)	107432
5	S	-0.00025	0.00011	0.50	0.40	0.000136 (0.000136)	389	0.053 (0.20)	69389
6	S	-0.00025	0.00011	0.50	0.40	0.000136 (0.000136)	389	0.053 (0.20)	69389

10.1.2 Verifica in condizioni sismiche

Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO			
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	121.72 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	C30/37	R_{ck}	37 N/mm ²
		f_{ck}	30.71 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	17.40 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		γ_c	1.5
Altezza sezione		h	1000 mm
Copriferro		c	76 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		b_w	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	924 mm
Area Calcestruzzo		A_c	1000000 mm ²
Armatura longitudinale tesa	n 10	\emptyset	24 mm
		A_{sl}	4521.6 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		ρ_1	0.0049 ≤ 0.02 ok
Tensione media di compressione nella sezione		σ_{cp}	0.0000 ≤ 0.2 f_{cd} ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.47 ≤ 2 ok
$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		v_{min}	0.25
		V_{Rd}	400.92 kN
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$		VERIFICATA

La verifica a taglio risulta soddisfatta, pertanto non vengono inserite armature a taglio.

Il piedritto è armato con un ordine di armatura superiore e inferiore di 10 ϕ 24, con armatura di ripartizione pari a 10 ϕ 12.

Verifica a pressoflessione

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Barre superiori:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	7.6	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	2908	47303	0	0
2	2908	-16212	0	0
3	2908	35758	0	0
4	10723	2098	0	0
5	2908	47303	0	0
6	10723	9449	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo canale a U 10.00x4.00 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 015	A	49 di 50

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	2908	47303	2899	150012	3.171	75.1	0.27	0.78	45.2 (15.5)
2	S	2908	-16212	2899	-150012	9.253	24.9	0.27	0.78	45.2 (15.5)
3	S	2908	35758	2899	150012	4.195	75.1	0.27	0.78	45.2 (15.5)
4	S	10723	2098	10729	153009	72.931	74.6	0.28	0.78	45.2 (15.5)
5	S	2908	47303	2899	150012	3.171	75.1	0.27	0.78	45.2 (15.5)
6	S	10723	9449	10729	153009	16.193	74.6	0.28	0.78	45.2 (15.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00072	100.0	0.00050	92.4	-0.00196	7.6
2	0.00072	0.0	0.00050	7.6	-0.00196	92.4
3	0.00072	100.0	0.00050	92.4	-0.00196	7.6
4	0.00074	100.0	0.00052	92.4	-0.00196	7.6
5	0.00072	100.0	0.00050	92.4	-0.00196	7.6
6	0.00074	100.0	0.00052	92.4	-0.00196	7.6

11 INCIDENZE

Si riporta di seguito la tabella delle incidenze per la soletta di fondo (fondazione) e i piedritti (elevazione) del muro a U:

INCIDENZA MURO		
Elevazione	80	kg/m ³
Fondazione	100	kg/m ³