

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 5.00x2.50m e 8.00X2.50

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL IN0000 014 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

NN1X.0.0.D.78.CL.IN.00.0.0.014.A n. Elab.:

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>4</b>
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	4
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i> .....	4
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i> .....	4
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>5</b>
4.1	CALCESTRUZZO .....	5
4.1.1	<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante</i> .....	5
4.2	ACCIAIO .....	5
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	5
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA</b> .....	<b>6</b>
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA .....	6
<b>6</b>	<b>INTERAZIONE TERRENO – STRUTTURA</b> .....	<b>7</b>
<b>7</b>	<b>MODELLAZIONE ADOTTATA</b> .....	<b>7</b>
<b>8</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO</b> .....	<b>8</b>
8.1	PESI PROPRI .....	8
8.1	CARICHI PERMANENTI PORTATI.....	8
8.2	SPINTA DEL TERRENO.....	9
8.3	AZIONE SISMICA .....	11
8.3.1	<i>Vita nominale</i> .....	11
8.3.2	<i>Classe d'uso</i> .....	12
8.3.3	<i>Periodo di riferimento</i> .....	13
8.3.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i> .....	13
8.3.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i> .....	14
<b>9</b>	<b>COMBINAZIONE DI CARICO</b> .....	<b>21</b>
<b>10</b>	<b>RISULTATI E VERIFICHE</b> .....	<b>25</b>
10.1	VERIFICA PIEDRITTI.....	29
10.1.1	<i>Verifica in condizioni statiche</i> .....	30
10.1.2	<i>Verifica in condizioni sismiche</i> .....	36
10.1	VERIFICA SOLETTA DI FONDO .....	39
10.1.1	<i>Verifica in condizioni statiche</i> .....	40
10.1.2	<i>Verifica in condizioni sismiche</i> .....	46
<b>11</b>	<b>INCIDENZE</b> .....	<b>49</b>

## 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 dei tombini scatolari di dimensione 5.00\*2.50.

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.

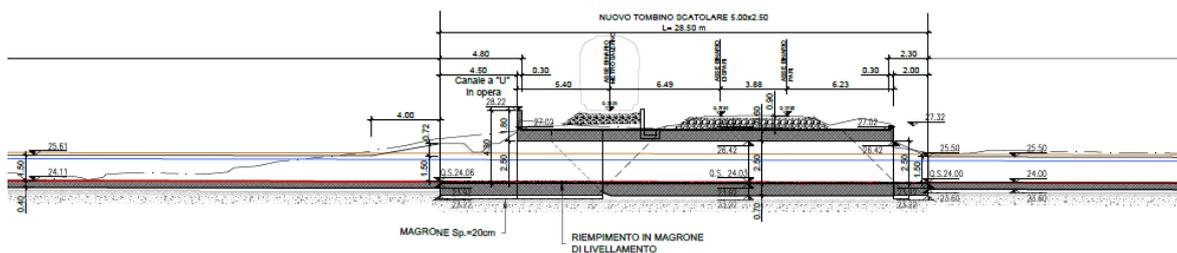


Figura 1 – Sezione longitudinale muro a U.

### Sezione tipo canale a "U" Scala 1:50

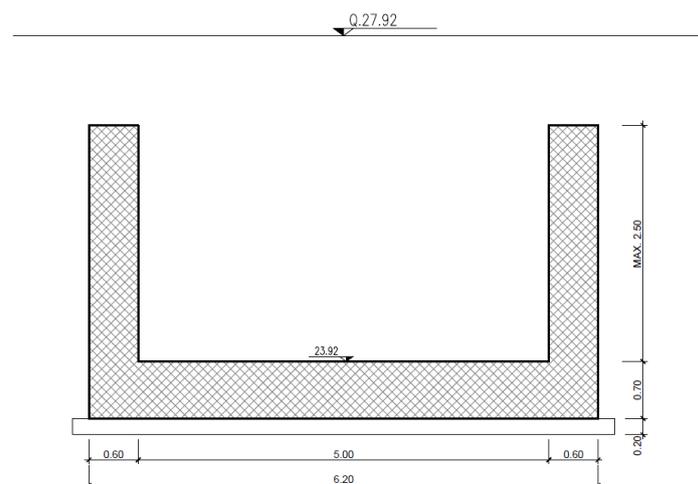


Figura 2 – Sezione trasversale muro a U.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il muro a U vengono realizzati in corrispondenza dei tombini dove necessario: 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	5	Larghezza netta soletta di fondo
Hint	2.5	Altezza netta piedritti
Sp	0.6	Spessore piedritti
Sf	0.7	Spessore soletta di fondo

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche muro a U.

In corrispondenza del tombino IN23 è presente anche un tratto di muro a U di larghezza netta pari a 8 m e altezza 2.50 m, ma, essendo una condizione localizzata, si considera dimensionante il calcolo del muro a U 5\*2.50 m.

### 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 <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
LS	18.00	26.00	5.00	-	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;

$\nu$  = 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 circa 5000 kN/m<sup>3</sup>.

## 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 11 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno - struttura. Per la rigidezza delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

WINKLER		
ks_calcolo=	5000	kN/m <sup>3</sup>
L_utile=	5.50	m
Sp=	0.6	m
num_nodi=	12	
num_elementi sol inf	11	0.5
	vert	
ks_nodi_spigolo=	2750	kN/m
ks_nodi_centrali=	2500	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  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 8.1 CARICHI PERMANENTI PORTATI

Si considera a favore di sicurezza un carico pari a  $20 \text{ kPa}$  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  $20 \cdot k_0 = 12.60 \text{ kPa}$ .

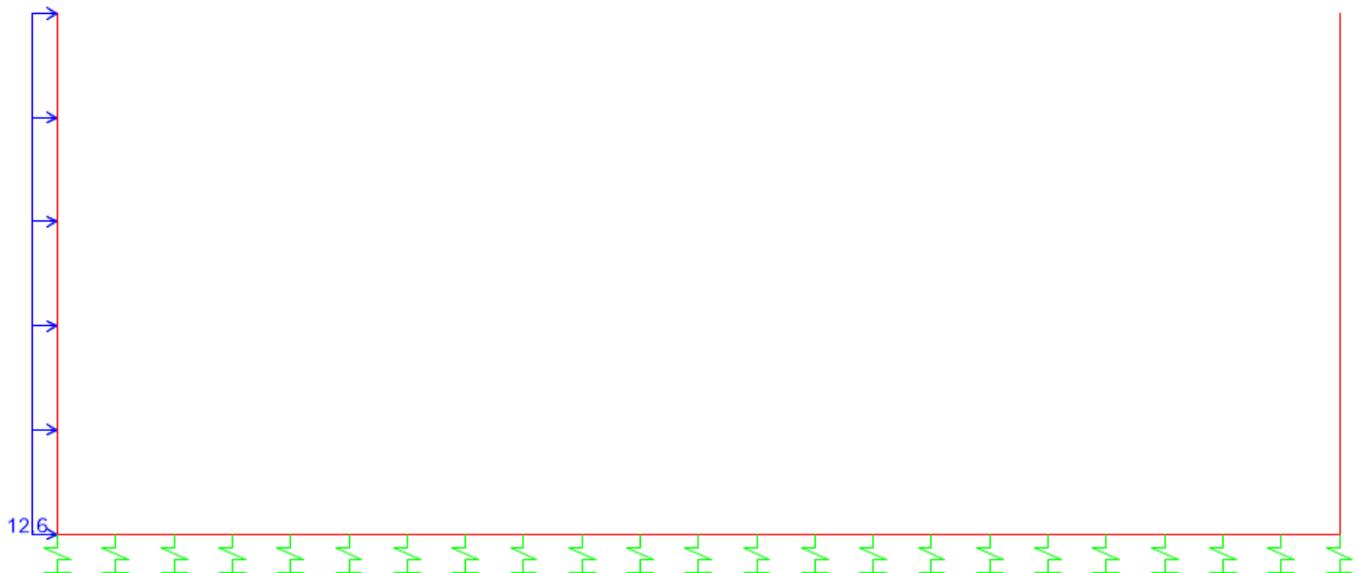


Figura 3 – Spinta su piedritto dei carichi agenti in superficie.

## 8.2 SPINTA DEL TERRENO

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

SPINTA RIPOSO			
$\gamma_t$	18.00	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico terreno
$\Phi'_k$	26	°	angolo attrito caratteristico
$\Phi'_d$	26	°	angolo attrito di progetto
$k_0$	0.56	-	

z da p.c. (m)	$\sigma_{h,tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	0.00
2.5	25.27
2.85	28.81
3.2	32.35

$F_{t,inf}$	10.70	kN/m	spinta su metà spessore soletta inferiore
-------------	-------	------	---

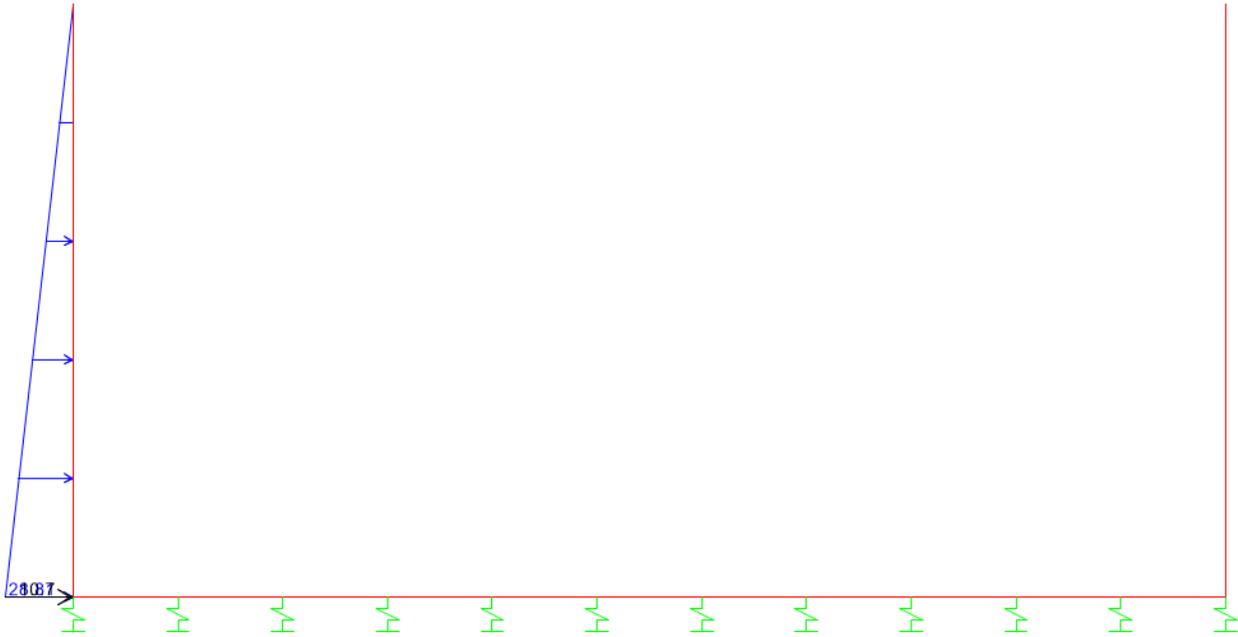


Figura 4 – Spinta del terreno su piedritto in sinistra.

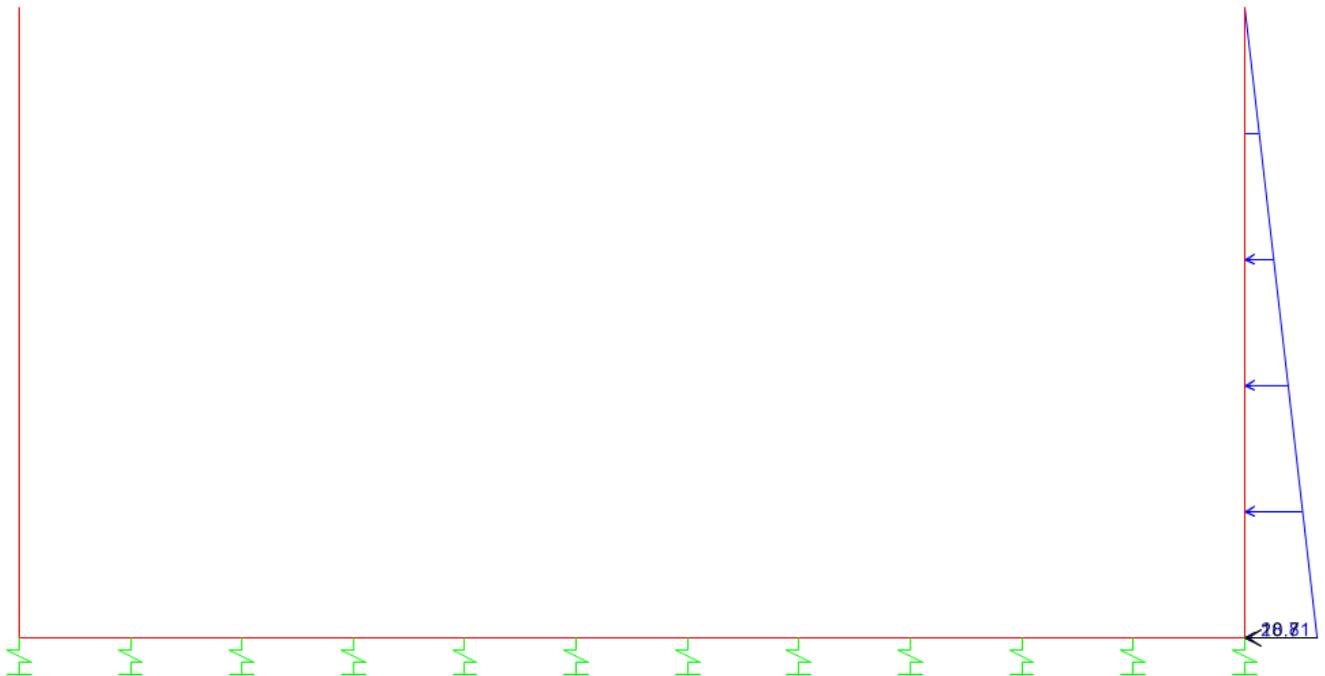


Figura 5 – Spinta del terreno su piedritto in destra.

### 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 <sup>(1)</sup>	Vita Nominale [ V <sub>N</sub> ] <sup>(1)</sup>
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 <sup>(2)</sup>
(1) - La medesima V <sub>N</sub> 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:

	<b>STATO LIMITE</b>	<b><math>P_{VR}</math>: probabilità di superamento nel periodo di riferimento</b>
<b>SLE</b>	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
<b>SLU</b>	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:

<b>Stati limite</b>		<b>Valori in anni del periodo di ritorno <math>T_R</math> al variare del periodo di riferimento <math>V_R</math> (anni)</b>
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	68
	<b>SLD</b>	113
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	1068
	<b>SLC</b>	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:

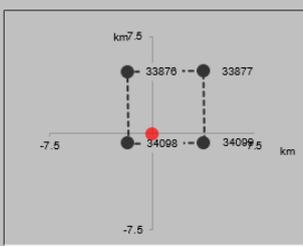
Elaborazioni grafiche

- 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 -  $P_{VR} = 63\%$ :

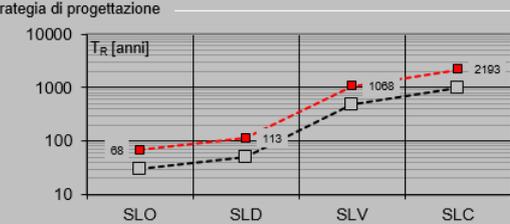
Stati limite ultimi - SLU

- 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  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_a = 1$

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q_v = 1$

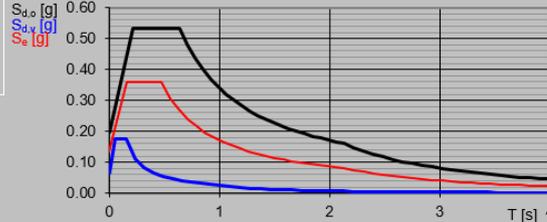
$\eta = 1.000$  info

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,  $\xi = 5\%$ )

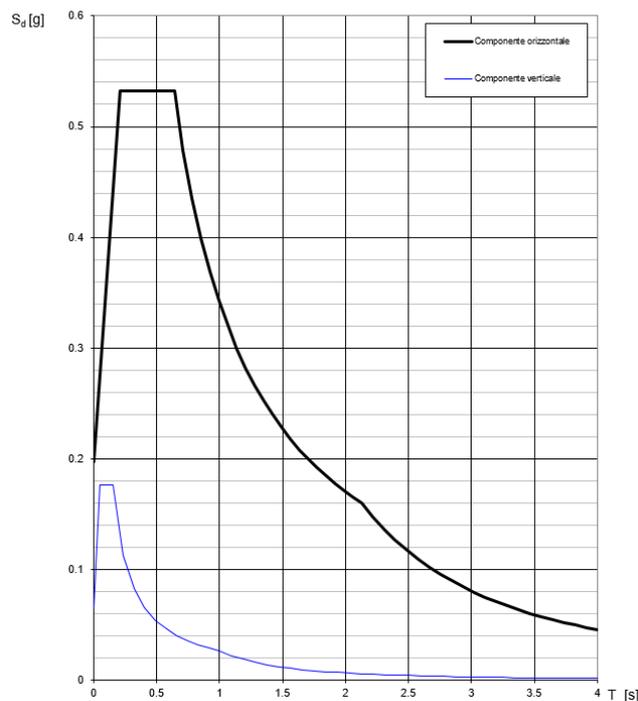
INTRO

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<sub>I</sub>**

**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
$\eta$	1.000
$T_B$	0.213 s
$T_C$	0.640 s
$T_D$	2.131 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

**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  $\eta$  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  $\beta_m$  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  $\beta_m$  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
$\beta_m$	1	
$k_h$	0.197	
$k_v$	0.098	

INERZIA ORIZZONTALE			
Piedritti			
$k_h \cdot W_P$	2.95	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio s. 1.10 M
SOVRASPINTA SISMICA (WOOD)			
$h_{tot}$	3.20	m	altezza complessiva
$\Delta p_d$	7.15	kN/m <sup>2</sup>	incremento di spinta
$F_w$	2.50	kN/m	spinta su metà spessore soletta inferiore

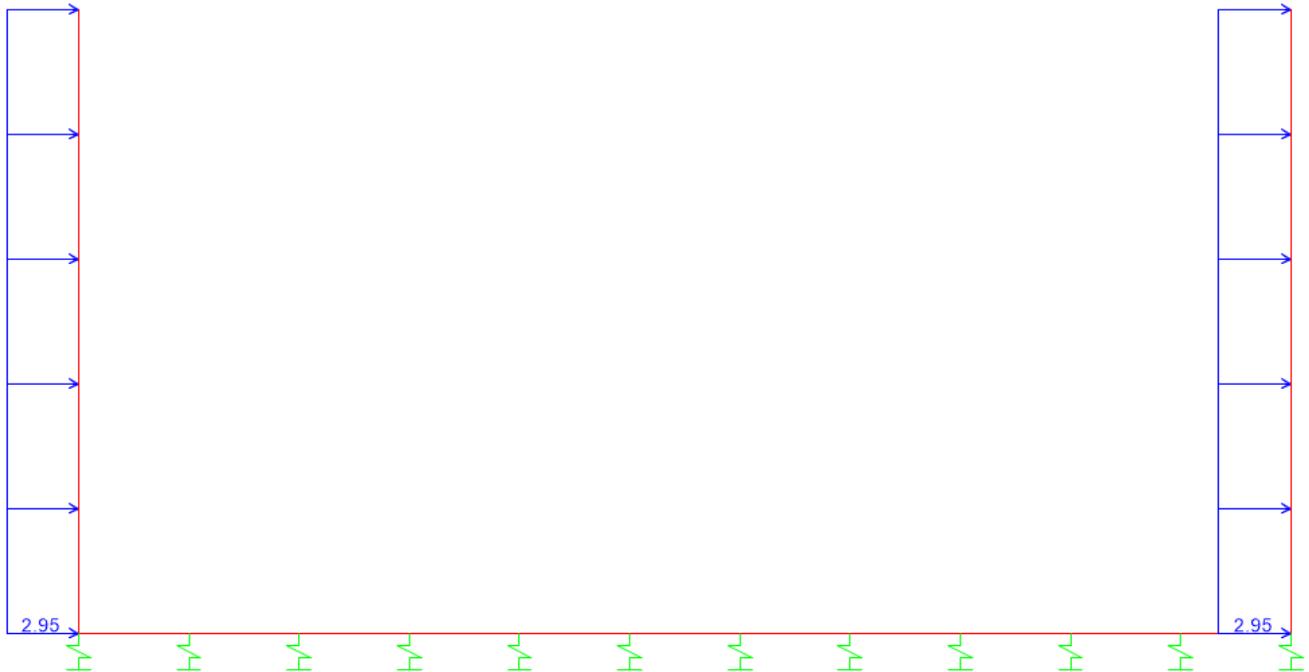


Figura 6 – Sisma orizzontale.

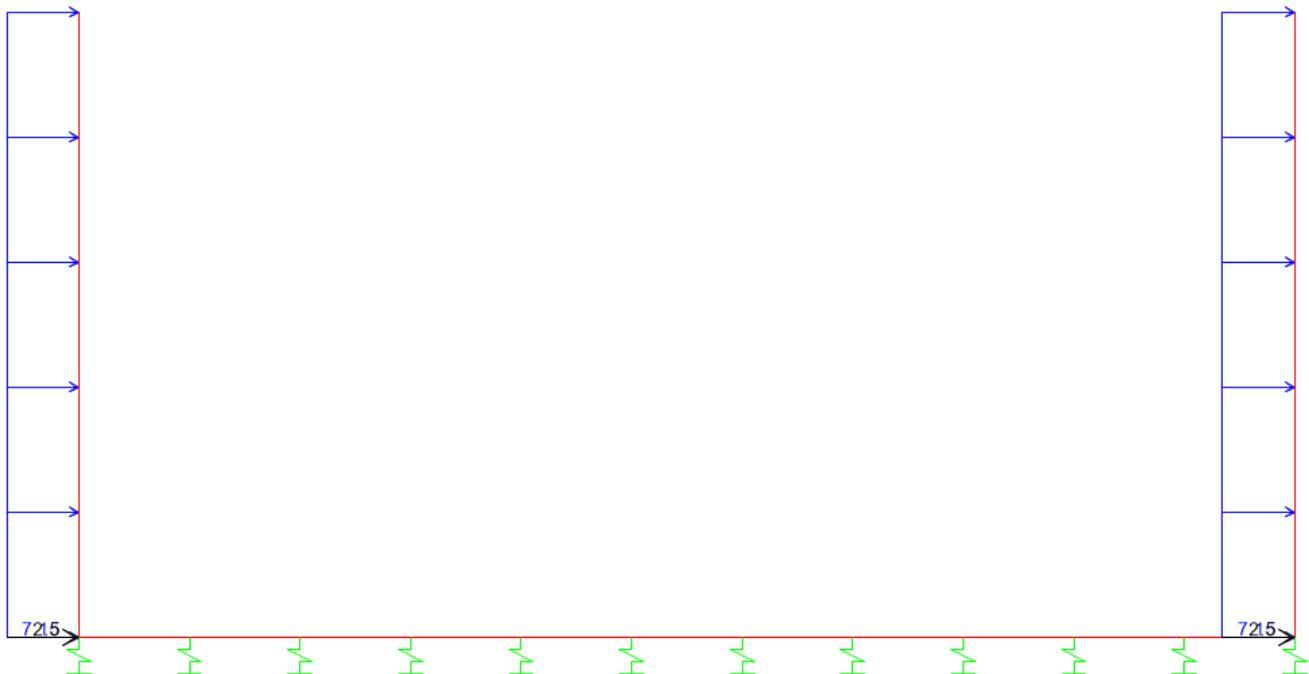


Figura 7 – Sovraspinta sismica.

## 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  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione  $\psi$  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 <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

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

<sup>(2)</sup> 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.

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

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

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di carico	$g_{r2}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_{r3}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	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

<sup>(1)</sup> 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.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	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  $\gamma_T$  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.

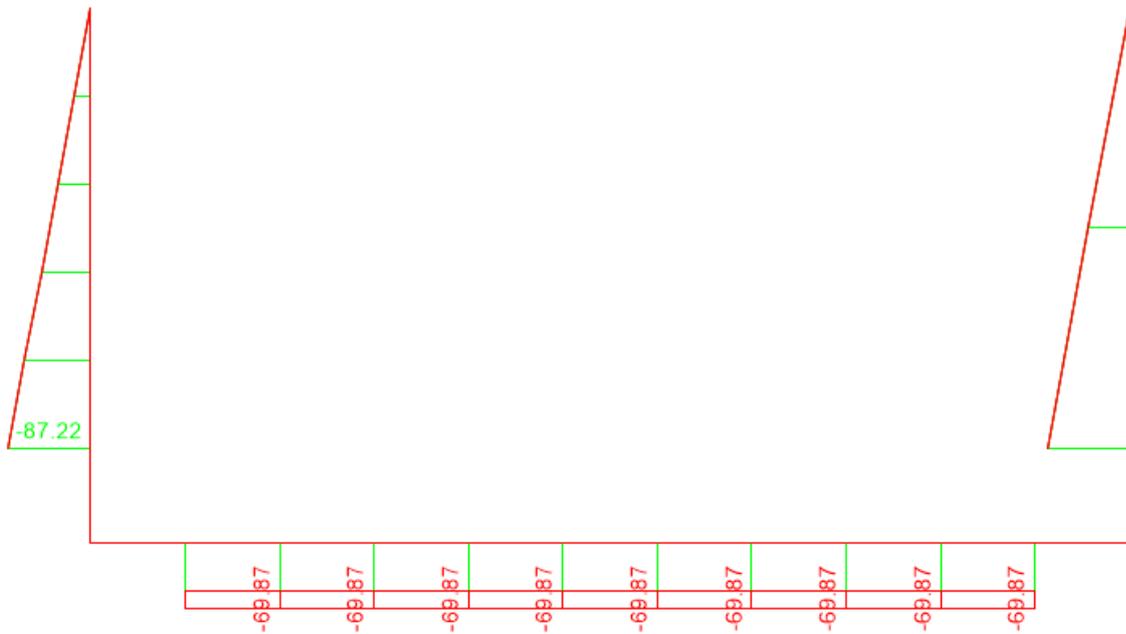


Figura 8 – Sforzo normale - SLU.

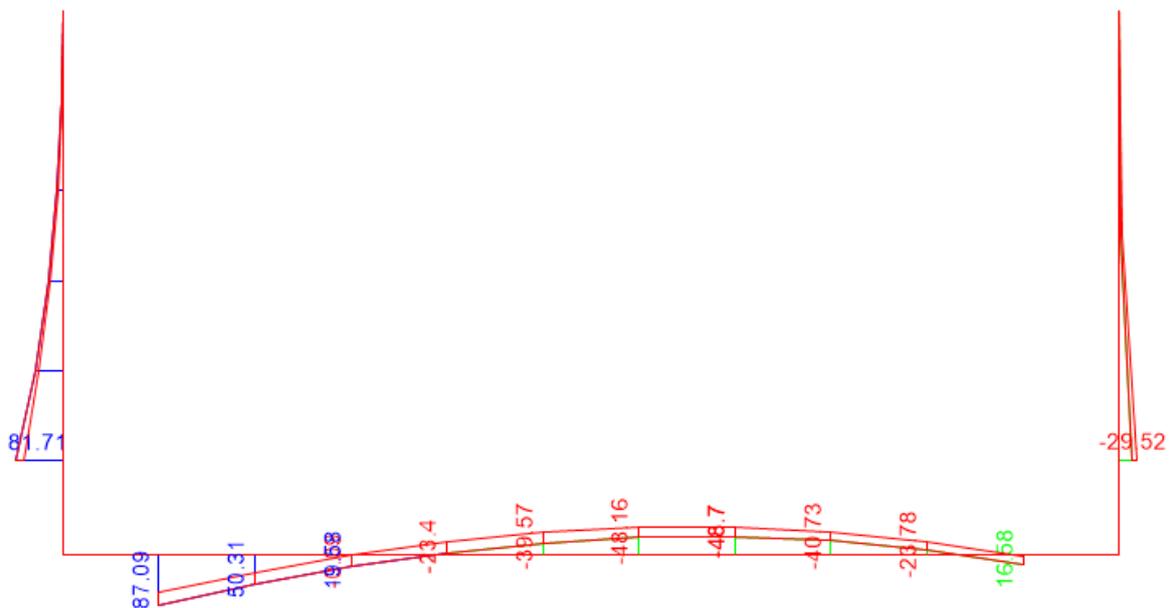


Figura 9 – Momento flettente enve - SLU.

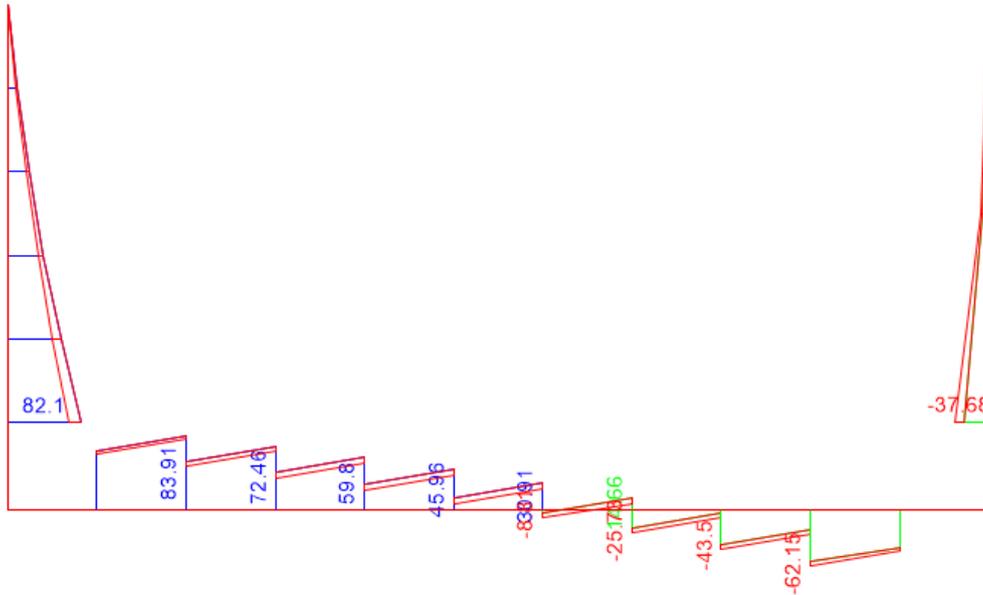


Figura 10 – Taglio enve - SLU.

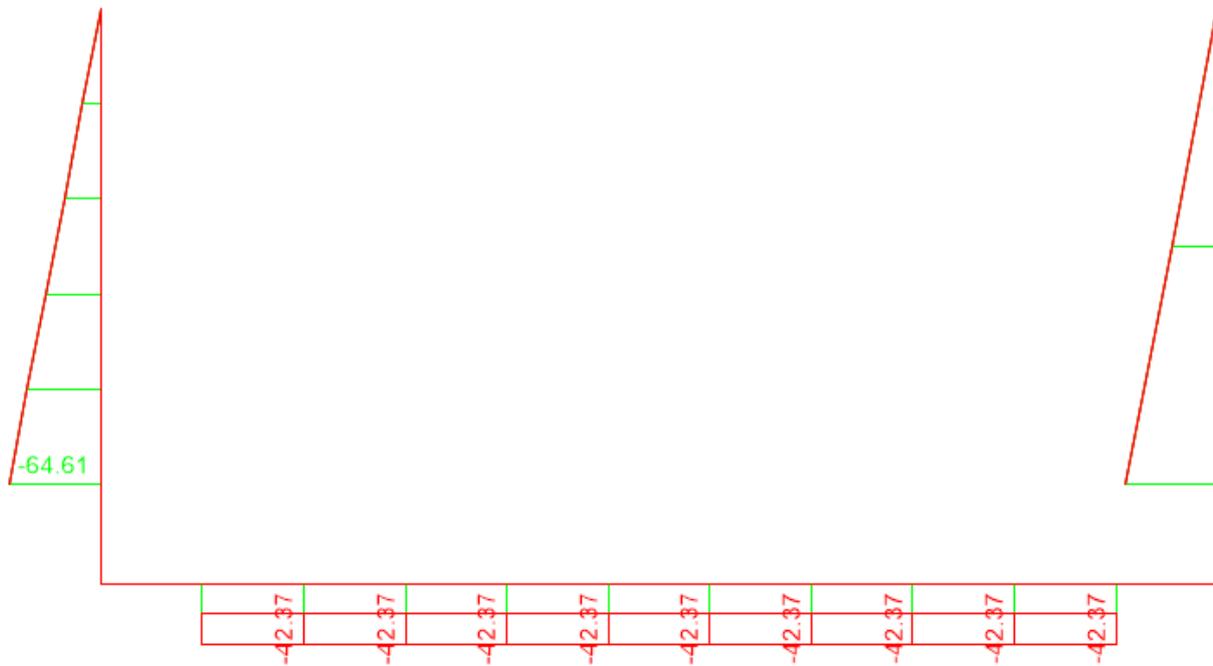


Figura 11 – Sforzo normale enve - SLV.

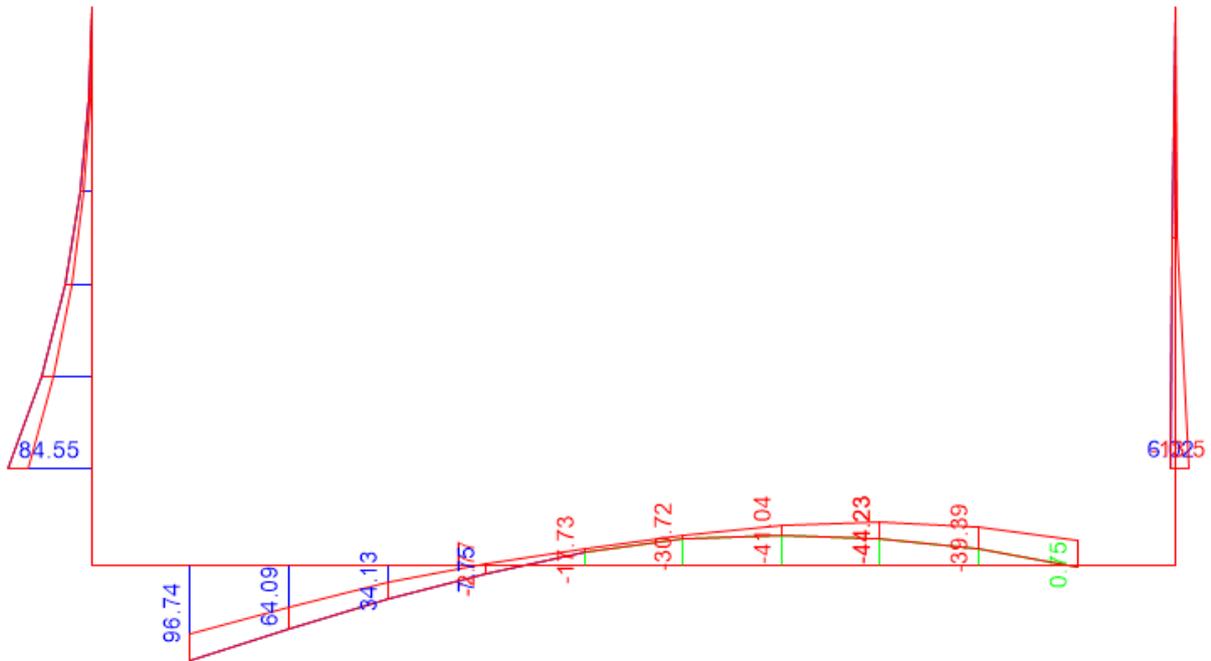


Figura 12 – Momento flettente enve - SLV.

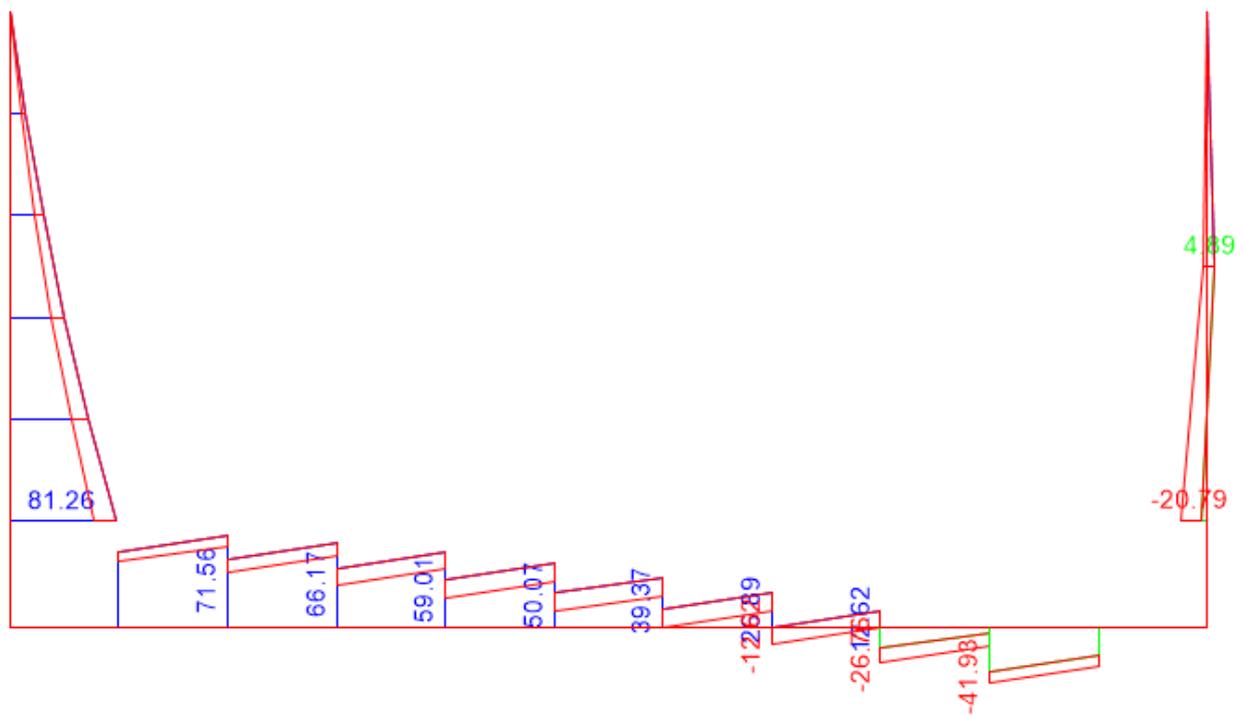


Figura 13 – Taglio enve - SLV.

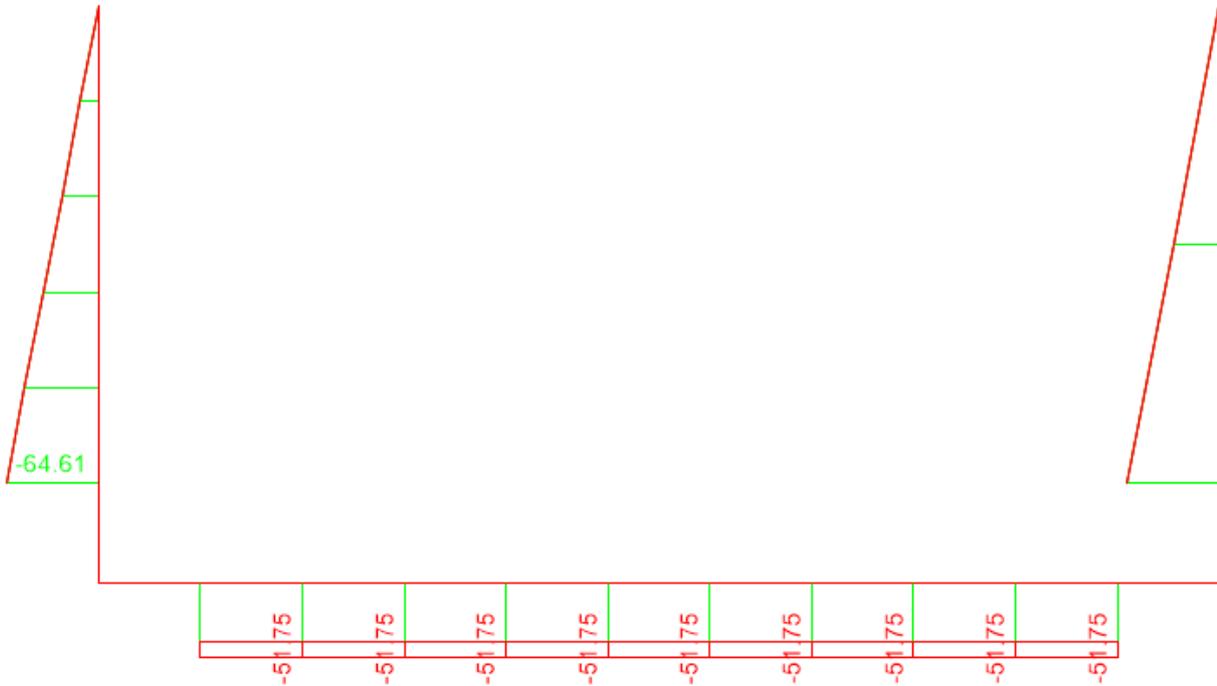


Figura 14 – Sforzo normale enve - SLE.

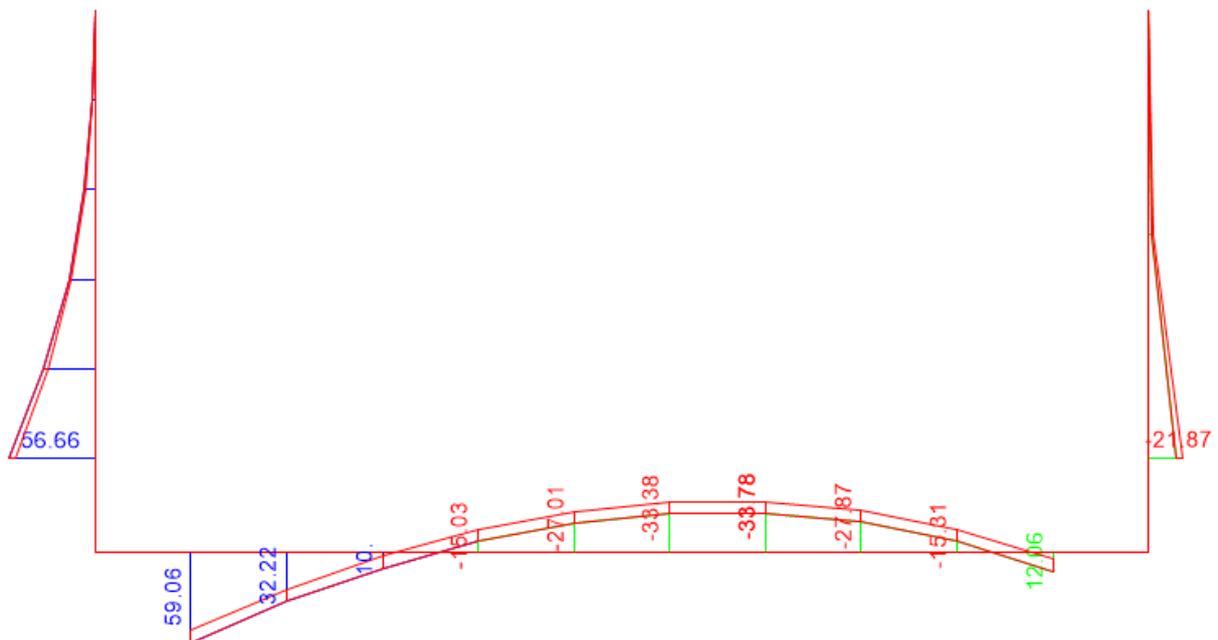


Figura 15 – Momento flettente enve - SLE.

## 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	-64.61	81.26	<b>84.55</b>	1	0.50	sis1
M3	min		-64.61	-20.79	<b>-13.50</b>	3	0.50	sis2
V2	max		-64.61	<b>81.26</b>	84.55	1	0.50	sis1
V2	min		-64.61	<b>-20.79</b>	-13.50	3	0.50	sis2
P	max		<b>0.00</b>	0.00	0.00	3	2.85	sis1
P	min		<b>-64.61</b>	81.26	84.55	1	0.50	sis1
SLU			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLU	-87.22	82.10	<b>81.71</b>	1	0.50	slu3
M3	min		-87.22	-37.68	<b>-29.52</b>	3	0.50	slu4
V2	max		-87.22	<b>82.10</b>	81.71	1	0.50	slu3
V2	min		-87.22	<b>-37.68</b>	-29.52	3	0.50	slu4
P	max		<b>0.00</b>	0.00	0.00	1	2.85	slu1
P	min		<b>-87.22</b>	67.89	68.83	1	0.50	slu1
SLE - RARA			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE RAR	-64.61	57.52	<b>56.66</b>	1	0.50	rar1
M3	min		-64.61	-27.91	<b>-21.87</b>	3	0.50	rar1
V2	max		-64.61	<b>57.52</b>	56.66	1	0.50	rar1
V2	min		-64.61	<b>-27.91</b>	-21.87	3	0.50	rar1
P	max		<b>0.00</b>	0.00	0.00	3	2.85	rar1
P	min		<b>-64.61</b>	57.52	56.66	1	0.50	rar1
SLE - FREQUENTE			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE FRE	-64.61	57.52	<b>56.66</b>	1	0.50	fre1
M3	min		-64.61	-27.91	<b>-21.87</b>	3	0.50	fre2
V2	max		-64.61	<b>57.52</b>	56.66	1	0.50	fre1
V2	min		-64.61	<b>-27.91</b>	-21.87	3	0.50	fre2
P	max		<b>0.00</b>	0.00	0.00	3	2.85	fre2
P	min		<b>-64.61</b>	57.52	56.66	1	0.50	fre1
SLE - Q.P.			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE QPE	-64.61	51.94	<b>52.28</b>	1	0.50	qpe1
M3	min		-64.61	-22.33	<b>-17.49</b>	3	0.50	qpe1
V2	max		-64.61	<b>51.94</b>	52.28	1	0.50	qpe1
V2	min		-64.61	<b>-22.33</b>	-17.49	3	0.50	qpe1
P	max		<b>0.00</b>	0.00	0.00	1	2.85	qpe1
P	min		<b>-64.61</b>	51.94	52.28	1	0.50	qpe1

### 10.1.1 Verifica in condizioni statiche

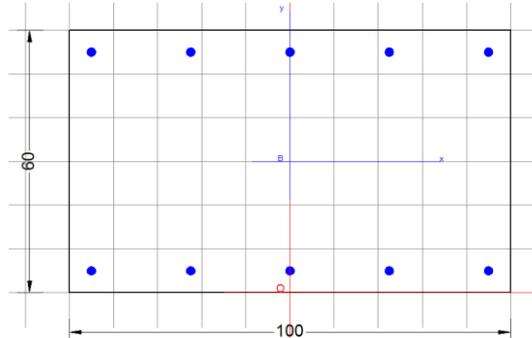
#### Verifica a taglio

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
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:		$V_{Ed}$	82.1 kN
		$N_{Ed}$	0 kN
Calcestruzzo	<b>C30/37</b>	$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	17.40 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1.5
Altezza sezione		h	600 mm
Copriferro		c	72 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	528 mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	600000 mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n <b>5</b>	$\emptyset$	20 mm
		$A_{sl}$	1570 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0.0030 ≤ 0.02 <b>ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0.0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$ <b>ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.62 ≤ 2 <b>ok</b>
$V_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		$V_{\min}$	0.27
		$V_{Rd}$	213.94 kN
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

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 5  $\phi$  20, con armatura di ripartizione pari a 5  $\phi$  12.

## Verifica a pressoflessione



## DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
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
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00 daN/cm <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	29.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	120.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. a snerv. di progetto fyd:		3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:		3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. β1*β2:		1.00
Coeff. Aderenza differito β1*β2:		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0 daN/cm <sup>2</sup>	

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	32 di 49

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	7.2	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	8722	8171	0	0
2	8722	-2952	0	0
3	8722	8171	0	0
4	8722	-2952	0	0
5	0	0	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	6461	5666
2	6461	-2187
3	6461	5666
4	6461	-2187
5	0	0

**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	6461	5666 (22467)
2	6461	-2187 (-28699)
3	6461	5666 (22467)
4	6461	-2187 (-28699)
5	0	0 (0)

**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	6461	5228 (22727)
2	6461	-1749 (-32360)

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	33 di 49

3	6461	5228 (22727)
4	6461	-1749 (-32360)
5	0	0 (0)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.4	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 [cm <sup>2</sup> ] 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	8722	8171	8708	33975	4.158	53.7	0.12	0.70	31.4 (8.8)
2	S	8722	-2952	8708	-33975	11.509	6.3	0.12	0.70	31.4 (8.8)
3	S	8722	8171	8708	33975	4.158	53.7	0.12	0.70	31.4 (8.8)
4	S	8722	-2952	8708	-33975	11.509	6.3	0.12	0.70	31.4 (8.8)
5	S	0	0	-9	-31916	9999.000	6.0	0.11	0.70	31.4 (8.8)

**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	60.0	-0.00051	52.8	-0.02593	7.2
2	0.00350	0.0	-0.00051	7.2	-0.02593	52.8
3	0.00350	60.0	-0.00051	52.8	-0.02593	7.2
4	0.00350	0.0	-0.00051	7.2	-0.02593	52.8
5	0.00350	0.0	-0.00068	7.2	-0.02719	52.8

**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 <sup>2</sup> )]
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 <sup>2</sup> )]
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 <sup>2</sup> ]
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

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	34 di 49

Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\emptyset/2)$  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	16.2	60.0	0.0	43.9	-552	52.8	14.6	1463	15.7	21.4
2	S	6.0	0.0	0.0	24.4	-108	7.2	12.0	1200	15.7	21.4
3	S	16.2	60.0	0.0	43.9	-552	52.8	14.6	1463	15.7	21.4
4	S	6.0	0.0	0.0	24.4	-108	7.2	12.0	1200	15.7	21.4
5	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0	7.2	12.0	0	15.7	0.0

**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;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$  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	-0.00033	0.00012	0.50	0.60	0.000166 (0.000166)	527	0.087 (0.20)	22467
2	S	-0.00007	0.00004	0.50	0.60	0.000032 (0.000032)	471	0.015 (0.20)	-28699
3	S	-0.00033	0.00012	0.50	0.60	0.000166 (0.000166)	527	0.087 (0.20)	22467
4	S	-0.00007	0.00004	0.50	0.60	0.000032 (0.000032)	471	0.015 (0.20)	-28699
5	S	-0.00007	0.00004	----	----	----	----	----	0

**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	16.2	60.0	0.0	43.9	-552	52.8	14.6	1463	15.7	21.4
2	S	6.0	0.0	0.0	24.4	-108	7.2	12.0	1200	15.7	21.4
3	S	16.2	60.0	0.0	43.9	-552	52.8	14.6	1463	15.7	21.4
4	S	6.0	0.0	0.0	24.4	-108	7.2	12.0	1200	15.7	21.4
5	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0	7.2	12.0	0	15.7	0.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00033	0.00012	0.50	0.60	0.000166 (0.000166)	527	0.087 (0.20)	22467
2	S	-0.00007	0.00004	0.50	0.60	0.000032 (0.000032)	471	0.015 (0.20)	-28699
3	S	-0.00033	0.00012	0.50	0.60	0.000166 (0.000166)	527	0.087 (0.20)	22467
4	S	-0.00007	0.00004	0.50	0.60	0.000032 (0.000032)	471	0.015 (0.20)	-28699
5	S	-0.00007	0.00004	----	----	----	----	----	0

**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	14.9	60.0	0.0	43.6	-495	52.8	14.5	1452	15.7	21.4
2	S	4.6	0.0	0.0	28.7	-59	7.2	10.5	1052	15.7	21.4
3	S	14.9	60.0	0.0	43.6	-495	52.8	14.5	1452	15.7	21.4
4	S	4.6	0.0	0.0	28.7	-59	7.2	10.5	1052	15.7	21.4
5	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0	7.2	10.5	0	15.7	0.0

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	35 di 49

**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	-0.00030	0.00011	0.50	0.40	0.000148 (0.000148)	525	0.078 (0.20)	22727
2	S	-0.00004	0.00003	0.50	0.40	0.000018 (0.000018)	438	0.008 (0.20)	-32360
3	S	-0.00030	0.00011	0.50	0.40	0.000148 (0.000148)	525	0.078 (0.20)	22727
4	S	-0.00004	0.00003	0.50	0.40	0.000018 (0.000018)	438	0.008 (0.20)	-32360
5	S	-0.00004	0.00003	----	----	----	----	----	0

### 10.1.2 Verifica in condizioni sismiche

#### Verifica a taglio

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
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:	$V_{Ed}$	<b>81.26 kN</b>	
	$N_{Ed}$	<b>0 kN</b>	
Calcestruzzo	<b>C30/37</b>	$R_{ck}$	<b>37 N/mm<sup>2</sup></b>
		$f_{ck}$	<b>30.71 N/mm<sup>2</sup></b>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	<b>17.40 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	<b>1.5</b>
Altezza sezione		$h$	<b>600 mm</b>
Copriferro		$c$	<b>72 mm</b>
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	<b>1000 mm</b>
Altezza utile della sezione (in mm)		$d$	<b>528 mm</b>
Area Calcestruzzo		$A_c$	<b>600000 mm<sup>2</sup></b>
Armatura longitudinale tesa	$n$	$\emptyset$	<b>20 mm</b>
		$A_{sl}$	<b>1570 mm<sup>2</sup></b>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	<b>0.0030 ≤ 0.02 ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	<b>0.0000 ≤ 0.2 f<sub>cd</sub> ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		$k$	<b>1.62 ≤ 2 ok</b>
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		$v_{\min}$	<b>0.27</b>
		$V_{Rd}$	<b>213.94 kN</b>
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

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 5  $\phi$  20, con armatura di ripartizione pari a 5  $\phi$  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 sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00	daN/cm <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	7.2	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	6461	8455	0	0
2	6461	-1350	0	0
3	6461	8455	0	0
4	6461	-1350	0	0
5	0	0	0	0

### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	38 di 49

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.4 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  $\geq 1.000$   
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<sup>2</sup>] 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	6461	8455	6450	31201	3.690	47.3	0.24	0.74	15.7 (8.8)
2	S	6461	-1350	6450	-31201	23.112	12.7	0.24	0.74	15.7 (8.8)
3	S	6461	8455	6450	31201	3.690	47.3	0.24	0.74	15.7 (8.8)
4	S	6461	-1350	6450	-31201	23.112	12.7	0.24	0.74	15.7 (8.8)
5	S	0	0	18	-29684	9999.000	12.1	0.23	0.73	15.7 (8.8)

**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	0.00062	60.0	0.00027	52.8	-0.00196	7.2
2	0.00062	0.0	0.00027	7.2	-0.00196	52.8
3	0.00062	60.0	0.00027	52.8	-0.00196	7.2
4	0.00062	0.0	0.00027	7.2	-0.00196	52.8
5	0.00058	0.0	0.00024	7.2	-0.00196	52.8

## 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	-20.47	59.06	<b>96.74</b>	2	0.50	sis1
M3	min		-20.47	12.63	<b>-44.23</b>	2	4.00	sis1
V2	max		-20.47	<b>71.56</b>	64.09	2	1.00	sis1
V2	min		-42.37	<b>-41.93</b>	-17.09	2	4.50	sis2
P	max		<b>-20.47</b>	59.06	96.74	2	0.50	sis1
P	min		<b>-42.37</b>	50.92	70.37	2	0.50	sis2
SLU			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLU	-69.87	65.13	<b>87.09</b>	2	0.50	slu5
M3	min		-51.75	9.52	<b>-48.70</b>	2	3.50	slu1
V2	max		-51.75	<b>83.91</b>	48.81	2	1.00	slu3
V2	min		-69.87	<b>-62.15</b>	-10.82	2	4.50	slu4
P	max		<b>-51.75</b>	63.99	66.10	2	0.50	slu1
P	min		<b>-69.87</b>	63.17	74.01	2	0.50	slu4
SLE - RARA			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE RAR	-51.75	47.43	<b>59.06</b>	2	0.50	rar1
M3	min		-51.75	7.04	<b>-26.02</b>	2	3.50	rar1
V2	max		-51.75	<b>59.93</b>	32.22	2	1.00	rar1
V2	min		-51.75	<b>-45.42</b>	-7.53	2	4.50	rar1
P	max		<b>-51.75</b>	47.43	59.06	2	0.50	rar1
P	min		<b>-51.75</b>	47.43	59.06	2	0.50	rar1
SLE - FREQUENTE			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE FRE	-41.40	48.52	<b>58.75</b>	2	0.50	fre1
M3	min		-41.40	8.93	<b>-31.33</b>	2	3.50	fre1
V2	max		-41.40	<b>61.02</b>	31.36	2	1.00	fre1
V2	min		-51.75	<b>-46.51</b>	-8.39	2	4.50	fre2
P	max		<b>-41.40</b>	48.52	58.75	2	0.50	fre1
P	min		<b>-51.75</b>	46.31	51.58	2	0.50	fre2
SLE - Q.P.			P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
			KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	SLE QPE	-41.40	47.40	<b>51.27</b>	2	0.50	qpe1
M3	min		-41.40	7.05	<b>-33.78</b>	2	3.50	qpe1
V2	max		-41.40	<b>59.90</b>	24.45	2	1.00	qpe1
V2	min		-41.40	<b>-45.39</b>	-15.31	2	4.50	qpe1
P	max		<b>-41.40</b>	47.40	51.27	2	0.50	qpe1
P	min		<b>-41.40</b>	47.40	51.27	2	0.50	qpe1

### 10.1.1 Verifica in condizioni statiche

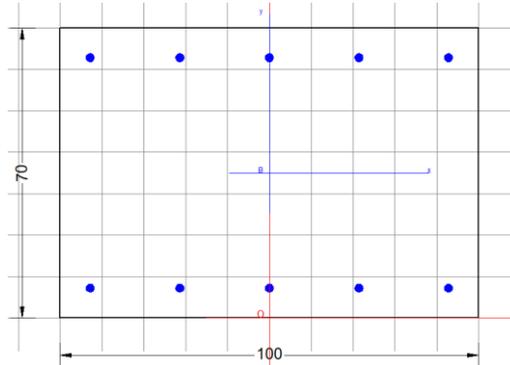
#### Verifica a taglio

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
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:		$V_{Ed}$	<b>83.91 kN</b>
		$N_{Ed}$	<b>0 kN</b>
Calcestruzzo	<b>C30/37</b>	$R_{ck}$	<b>37 N/mm<sup>2</sup></b>
		$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	17.40 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1.5
Altezza sezione		h	<b>700 mm</b>
Copriferro		c	<b>72 mm</b>
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	<b>1000 mm</b>
Altezza utile della sezione (in mm)		d	628 mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	700000 mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n <b>5</b>	$\emptyset$	<b>20 mm</b>
		$A_{sl}$	1570 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0.0025 ≤ 0.02 <b>ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0.0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$ <b>ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.56 ≤ 2 <b>ok</b>
$V_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		$V_{\min}$	0.26
		$V_{Rd}$	232.56 kN
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

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 5  $\phi$  20, con armatura di ripartizione pari a 5  $\phi$  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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	120.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm <sup>2</sup>	

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	42 di 49

Base:	100.0	cm
Altezza:	70.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	7.2	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	6987	8709	0	0
2	5175	-4870	0	0
3	5175	4881	0	0
4	6987	-1082	0	0
5	5175	6610	0	0
6	6987	7401	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	5175	5906
2	5175	-2602
3	5175	3222
4	5175	-753
5	5175	5906
6	5175	5906

**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	4140	5875 (29240)
2	4140	-3133 (-31895)
3	4140	3136 (31889)
4	5175	-839 (-111311)
5	4140	5875 (29240)
6	5175	5158 (30468)

**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

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	43 di 49

N°Comb.	N	Mx
1	4140	5127 (29652)
2	4140	-3378 (-31451)
3	4140	2445 (33742)
4	4140	-1531 (-40046)
5	4140	5127 (29652)
6	4140	5127 (29652)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.4	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 $\geq 1.000$
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 [cm <sup>2</sup> ] 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	6987	8709	7001	40069	4.601	63.8	0.10	0.70	31.4 (10.5)
2	S	5175	-4870	5166	-39544	8.120	6.2	0.10	0.70	31.4 (10.5)
3	S	5175	4881	5166	39544	8.102	63.8	0.10	0.70	31.4 (10.5)
4	S	6987	-1082	7001	-40069	37.032	6.2	0.10	0.70	31.4 (10.5)
5	S	5175	6610	5166	39544	5.983	63.8	0.10	0.70	31.4 (10.5)
6	S	6987	7401	7001	40069	5.414	63.8	0.10	0.70	31.4 (10.5)

**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	70.0	-0.00054	62.8	-0.03178	7.2
2	0.00350	0.0	-0.00058	7.2	-0.03210	62.8
3	0.00350	70.0	-0.00058	62.8	-0.03210	7.2
4	0.00350	0.0	-0.00054	7.2	-0.03178	62.8
5	0.00350	70.0	-0.00058	62.8	-0.03210	7.2
6	0.00350	70.0	-0.00054	62.8	-0.03178	7.2

**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 <sup>2</sup> )
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 <sup>2</sup> )
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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] 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	12.8	70.0	0.0	52.5	-494	62.8	17.5	1749	15.7	21.4
2	S	5.5	0.0	0.0	24.1	-138	7.2	15.5	1550	15.7	21.4
3	S	6.9	70.0	0.0	48.8	-203	62.8	16.3	1627	15.7	21.4
4	S	1.5	0.0	0.0	64.6	0	7.2	2.1	206	15.7	21.4
5	S	12.8	70.0	0.0	52.5	-494	62.8	17.5	1749	15.7	21.4
6	S	12.8	70.0	0.0	52.5	-494	62.8	17.5	1749	15.7	21.4

**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	0.00010	0.50	0.60	0.000148 (0.000148)	589	0.087 (0.20)	29933
2	S	-0.00008	0.00004	0.50	0.60	0.000041 (0.000041)	546	0.023 (0.20)	-35370
3	S	-0.00012	0.00005	0.50	0.60	0.000061 (0.000061)	563	0.034 (0.20)	33290
4	S	0.00000	0.00001	0.50	0.60	0.000000 (0.000000)	255	0.000 (0.20)	-174444
5	S	-0.00029	0.00010	0.50	0.60	0.000148 (0.000148)	589	0.087 (0.20)	29933
6	S	-0.00029	0.00010	0.50	0.60	0.000148 (0.000148)	589	0.087 (0.20)	29933

**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	12.7	70.0	0.0	53.2	-521	62.8	17.7	1774	15.7	21.4
2	S	6.8	0.0	0.0	20.3	-222	7.2	16.8	1678	15.7	21.4
3	S	6.7	70.0	0.0	50.3	-222	62.8	16.8	1679	15.7	21.4
4	S	1.6	0.0	0.0	61.6	-1	7.2	3.5	350	15.7	21.4
5	S	12.7	70.0	0.0	53.2	-521	62.8	17.7	1774	15.7	21.4
6	S	11.1	70.0	0.0	51.9	-412	62.8	17.3	1730	15.7	21.4

**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	0.00010	0.50	0.60	0.000156 (0.000156)	595	0.093 (0.20)	29240
2	S	-0.00013	0.00005	0.50	0.60	0.000067 (0.000067)	574	0.038 (0.20)	-31895
3	S	-0.00013	0.00005	0.50	0.60	0.000067 (0.000067)	574	0.038 (0.20)	31889

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	45 di 49

4	S	0.00000	0.00001	0.50	0.60	0.000000 (0.000000)	286	0.000 (0.20)	-111311
5	S	-0.00030	0.00010	0.50	0.60	0.000156 (0.000156)	595	0.093 (0.20)	29240
6	S	-0.00024	0.00008	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	585	0.072 (0.20)	30468

**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	11.1	70.0	0.0	52.8	-439	62.8	17.6	1759	15.7	21.4
2	S	7.4	0.0	0.0	19.8	-248	7.2	16.9	1694	15.7	21.4
3	S	5.2	70.0	0.0	48.3	-148	62.8	16.1	1611	15.7	21.4
4	S	3.1	0.0	0.0	29.2	-56	7.2	13.8	1377	15.7	21.4
5	S	11.1	70.0	0.0	52.8	-439	62.8	17.6	1759	15.7	21.4
6	S	11.1	70.0	0.0	52.8	-439	62.8	17.6	1759	15.7	21.4

**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	0.00008	0.50	0.40	0.000132 (0.000132)	592	0.078 (0.20)	29652
2	S	-0.00014	0.00005	0.50	0.40	0.000075 (0.000075)	578	0.043 (0.20)	-31451
3	S	-0.00009	0.00004	0.50	0.40	0.000045 (0.000045)	559	0.025 (0.20)	33742
4	S	-0.00003	0.00002	0.50	0.40	0.000017 (0.000017)	509	0.008 (0.20)	-40046
5	S	-0.00025	0.00008	0.50	0.40	0.000132 (0.000132)	592	0.078 (0.20)	29652
6	S	-0.00025	0.00008	0.50	0.40	0.000132 (0.000132)	592	0.078 (0.20)	29652

### 10.1.2 Verifica in condizioni sismiche

#### Verifica a taglio

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
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:		$V_{Ed}$	71.56 kN
		$N_{Ed}$	0 kN
Calcestruzzo	<b>C30/37</b>	$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	17.40 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1.5
Altezza sezione		h	700 mm
Copriferro		c	72 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	628 mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	700000 mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n <b>5</b>	$\emptyset$	20 mm
		$A_{sl}$	1570 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0.0025 ≤ 0.02 <b>ok</b>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0.0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$ <b>ok</b>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.56 ≤ 2 <b>ok</b>
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		$v_{\min}$	0.26
		$V_{Rd}$	232.56 kN
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$	<b>VERIFICATA</b>

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 5  $\phi$  20, con armatura di ripartizione pari a 5  $\phi$  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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	70.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	7.2	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	2047	9674	0	0
2	2047	-4423	0	0
3	2047	6409	0	0
4	4237	-1709	0	0
5	2047	9674	0	0
6	4237	7037	0	0

### RISULTATI DEL CALCOLO

**ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo canale U 5.00x2.50m e 8.00x2.50m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 014	A	48 di 49

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.4 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  $\geq 1.000$   
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<sup>2</sup>] 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	2047	9674	2058	36194	3.741	56.5	0.21	0.71	15.7 (10.5)
2	S	2047	-4423	2058	-36194	8.183	13.5	0.21	0.71	15.7 (10.5)
3	S	2047	6409	2058	36194	5.647	56.5	0.21	0.71	15.7 (10.5)
4	S	4237	-1709	4224	-36803	21.535	13.7	0.22	0.71	15.7 (10.5)
5	S	2047	9674	2058	36194	3.741	56.5	0.21	0.71	15.7 (10.5)
6	S	4237	7037	4224	36803	5.230	56.3	0.22	0.71	15.7 (10.5)

**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	0.00053	70.0	0.00025	62.8	-0.00196	7.2
2	0.00053	0.0	0.00025	7.2	-0.00196	62.8
3	0.00053	70.0	0.00025	62.8	-0.00196	7.2
4	0.00054	0.0	0.00026	7.2	-0.00196	62.8
5	0.00053	70.0	0.00025	62.8	-0.00196	7.2
6	0.00054	70.0	0.00026	62.8	-0.00196	7.2

## 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	60	kg/m <sup>3</sup>
Fondazione	60	kg/m <sup>3</sup>